CONSORZIO BEALEROTTO MUSSI
DI MIGLIORAMENTO FONDIARIO
associato al
Consorzio di irrigazione di II° grado del Pesio

PIANO STRAORDINARIO DI INTERVENTI NEL SETTORE IDRICO
Legge n 205/2017 art. 1 comma 523

CODICE INTERVENTO: 526/4 **CUP: D82B17000680001**

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO DELL'APPROVVIGIONAMENTO ED AMMODERNAMENTO DEL SISTEMA D'IRRIGAZIONE DELLE AREE IRRIGUE SOTTESE ALL'INVASO PIANFEI, VOLTI AL RISPARMIO DELLE RISORSE IDRICHE, NEI COMUNI DI PIANFEI E CHIUSA PESIO

L'UFFICIO TECNICO CONSORTILE:

CONSORZIO DEL PESIO
Consorzio di irrigazione di II° grado
12084 MONDOVI' - Via G. B. Cottolengo, 13
Tel.+39(0174)42724 - email : info@consorziodelpesio.it
pec : posta@pec.consorziodelpesio.it

CONSORZIO IRRIGUO COMPRENSORIO VALLI ELLERO, CORSAGLIA, CASOTTO
Consorzio di irrigazione di II° grado
12084 MONDOVI' - Via G. B. Cottolengo, 13
Tel.+39(0174)42724 - email : el.cor.ca@tiscali.it / pec : elcorca@pec.it

ASSOCIAZIONE IRRIGAZIONE EST SESIA
28100 NOVARA - Via Negroni, 7
Tel.+39(0321)675211 - Fax +39(0321)398458
email : estsesia.pec@legalmail.it

CONSORZIO DI BONIFICA DELLA BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE
13100 VERCELLI - Via Fratelli Bandiera, 16
Tel.+39(0161)283811 - Fax +39(0161)257425
email : segreteria@consorziobaraggia.it

STECI s.r.l.
SOCIETA' DI INGEGNERIA
13100 VERCELLI - C.so Liberta', 162
Tel.+39(0161)215335 - Fax +39(0161)259070
email : info@stecisrl.it / pec : steci@pec.stecisrl.it

(Dott. Ing. Domenico CASTELLI)

ATTIVITÀ SPECIALISTICHE:

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
DELLA FASE PROGETTUALE:

(Dott. Ing. Massimo DEL GAUDIO)

DIGA DI PIANFEI
(Arch. SND N. 906/229)

DATA
MAGGIO 2019

SERIE:
RELAZIONI SPECIALISTICHE

AGGIORNAMENTO

ELABORATO:

RELAZIONE GEOTECNICA E
DI CALCOLO STRUTTURALE

ELABORATO N°
R.S. 3.1

PROGETTO ESECUTIVO

ARCH. 10459E

MODIFICHE	Aggiornamento	REV. 01		
		21/02/2020		

CONTROLLO		OPERATORE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
	Firma	MF	GV	DC

INDICE

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE E LORO RILEVANZA STRUTTURALE 1

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 3

3. MATERIALI PER USO STRUTTURALE 5

3.1 CALCESTRUZZO 5

3.1.1 Caratteristiche tecniche e prescrizioni per la durabilità 5

3.1.2 Qualifica del conglomerato cementizio 9

3.1.3 Posa in opera e tolleranze esecutive 11

3.1.4 Casseforme, disarmo e stagionatura dei getti 13

3.1.5 Controlli in corso d'opera 16

3.1.6 Elementi e manufatti prefabbricati 19

3.2 ACCIAIO 19

3.2.1 Proprietà meccaniche 20

3.2.2 Controlli sull'acciaio 21

3.3 MURATURA PORTANTE 23

3.3.1 Caratteristiche tecniche e prestazionali 23

3.3.2 Prove di accettazione 24

3.4 LEGNO PER USO STRUTTURALE 24

3.4.1 Caratteristiche tecniche e prestazionali 24

3.4.2 Verifiche in accettazione 26

4. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO OGGETTO DEI LAVORI 28

4.1 CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO SUPERFICIALE DI NATURA GRANULARE 34

4.2 CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO 35

4.2.1 Classifica RMR e GSI 37

4.2.2 Indice Q (classificazione del Norwegian Geotechnical Institute) 42

4.2.3 Correlazioni tra gli indici 44

4.2.4 Zonazione dell'ammasso roccioso 45

4.2.5 Stima dei parametri di resistenza e di deformabilità 46

4.3 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO ASSUNTI NEI CALCOLI 54

4.4 CATEGORIA STRATIGRAFICA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE 56

5. PARAMETRI DI PROGETTO 58

5.1 LIVELLI DI SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE 58

5.2 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE 59

5.3 VALUTAZIONE DELLE AZIONI 60

5.4 AZIONE SISMICA 74

5.4.1 Parametri sismici di progetto 77

5.5 COMBINAZIONI DI CARICO 86

6. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE 89

6.1 COSTRUZIONI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO 89

6.1.1 Resistenze di calcolo 90

6.1.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) 93

6.1.2.1 Dimensionamento armature longitudinali (verifica flessione) 93

6.1.2.2 Dimensionamento armature trasversali (verifica taglio) 94

6.1.2.3 Verifica a punzonamento 97

6.1.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) 97

6.1.3.1 Verifica di fessurazione 98

6.1.3.2 Verifica delle tensioni di esercizio ... 100
6.2 COSTRUZIONI IN ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA ... 100
6.2.1 Resistenze di calcolo ... 101
6.2.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) ... 102
6.2.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) ... 104
6.3 COSTRUZIONI IN MURATURA PORTANTE ... 105
6.4 COSTRUZIONI IN LEGNO PER USO STRUTTURALE ... 105
6.4.1 Resistenze di calcolo ... 106
6.4.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) ... 106
6.4.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) ... 108
6.5 MODELLI DI CALCOLO E DI VERIFICA STRUTTURALE ... 109

7. METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA ... 110
7.1 CRITERI PROGETTUALI E DI VERIFICA ... 110
7.2 ITERAZIONE E MODELLAZIONE TERRENO – FONDAZIONI ... 118
7.3 STIMA DEI CEDIMENTI ... 119
7.4 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI DI FONDAZIONE ... 121
7.5 VERIFICHE A SCORRIMENTO ... 126
7.6 VERIFICHE A RIBALTAMENTO ... 127
7.7 VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE OPERE DI SOSTEGNO ... 127
7.7.1 Opere di sostegno provvisionale ... 131
7.8 MODELLI DI CALCOLO E DI VERIFICA GEOTECNICA ... 132

8. RISULTATI DI CALCOLO E VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE ... 138
8.1 EDIFICIO DI PRESA ... 138
8.2 LOCALE TECNICO IN CORRISPONDENZA DELLA TORRE DI PRESA ... 282
8.3 CANALE DI PRESA E SCARICO DI FONDO LAGO ... 295
8.4 VASCA DI DISSIPAZIONE DELLO SCARICO DI FONDO E LOCALE INGRESSO GALLERIA ... 470
8.4.1 Verifica fondazione e pareti contro-terra vasca di dissipazione scarico di fondo ... 470
8.4.2 Dimensionamento soletta in c.a. locale di ingresso galleria ... 478
8.5 MURO DI SOSTEGNO DELL'AREA PIAZZALE ... 485
8.5.1 Verifiche dei micropali di fondazione ... 499
8.6 PARATIE PROVVISIONALI A SOSTEGNO DEGLI SCAVI ... 510
8.6.1 Paratie perimetrali torre di presa ... 516
8.6.2 Paratia di sostegno scavo vasca di dissipazione scarico di fondo e cantiere microtunneling ... 546
8.6.3 Paratia di sostegno strada di accesso al cantiere della torre di presa ... 575
8.6.4 Paratie di sostegno canale di presa e scarico di fondo ... 596
8.7 MICROTUNNELING NUOVO SCARICO DI FONDO E CONDOTTA DI PRESA PRINCIPALE ... 633
8.7.1 Problematiche geomeccaniche per lo scavo della galleria e scelte progettuali ... 633
8.7.1.1 Problematiche relative all'imbocco di monte ... 634
8.7.1.2 Problematiche relative all'imbocco di valle ... 634
8.7.2 Scavo con la tecnologia microtunnelling ... 635
8.7.2.1 Scelta del tipo di scudo e del sistema di smarino ... 638
8.7.3 Comportamento dei terreni allo scavo ... 639
8.7.3.1 Assetto stratigrafico e caratterizzazione geotecnica ... 639
8.7.3.2 Verifiche di stabilità del fronte scavo con il metodo di Tamez ... 640
8.7.3.2.1 Verifica della stabilità del fronte scavo con il metodo dell'equilibrio limite ... 642
8.7.3.2.2 Risultati dei calcoli di analisi di stabilità del fronte scavo con il metodo di Tamez ... 648
8.7.3.2.2.1 Risultati dei calcoli: progressiva da 0.0 a 5.20 m ... 649
8.7.3.2.2.2 Risultati dei calcoli: progressiva da 5.21 a 15.00 m ... 653
8.7.3.2.2.3 Risultati dei calcoli: progressiva da 15.01 a 38.00 m ... 656
8.7.3.3 Verifiche di stabilità del cavo ... 659
8.7.3.3.1.1 Risultati dei calcoli: progressiva da 38.01 a 56.00 m ... 662
8.7.3.3.1.2 Risultati dei calcoli: progressiva da 56.01 a 73.00 m ... 665
8.7.3.3.1.3 Risultati dei calcoli: progressiva da 73.01 a 93.00 m ... 668

8.7.3.3.1.4 Risultati dei calcoli: progressiva da 93.01 a 115.00 m 671
8.7.3.3.1.5 Risultati dei calcoli: progressiva da 115.01 a 131.00 m 674
8.7.3.3.1.6 Risultati dei calcoli: progressiva da 131.01 a 144.00 m 677
8.7.3.4 Calcolo delle forze di spinta nel microtunneling 680
8.7.3.5 Verifica statica della tubazione posta in opera 684
8.7.3.5.1 Criteri di calcolo e di verifica 685
8.7.3.5.2 Verifica dei carichi trasversali 685
8.7.3.5.3 Verifica ai carichi assiali 697

9. VALUTAZIONE DEI RISULTATI E VALIDAZIONE DELLA MODELLAZIONE 702

ALLEGATI:

- **ALLEGATO 1 –** CERTIFICATI PROVE DI LABORATORIO SUI CAMPIONI DI ROCCIA.

1. Descrizione delle opere e loro rilevanza strutturale

La presente relazione riporta le verifiche e i dimensionamenti geotecnici e strutturali relativi alle opere previste in attuazione con gli *"Interventi di adeguamento dell'approvvigionamento ed ammodernamento del sistema d'irrigazione delle aree irrigue sottese all'invaso Pianfei volti al risparmio delle risorse idriche nei Comuni di Pianfei e Chiusa di Pesio",* descrivendo le tipologie strutturali, gli schemi e modelli di calcolo e i criteri di verifica da adottare per soddisfare i requisiti di sicurezza previsti dalla normativa tecnica vigente, nonché l'azione sismica di calcolo, tenendo conto delle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito, coerentemente con i risultati delle indagini geognostiche svolte in sito.

Le costruzioni in progetto sono sostanzialmente caratterizzate da manufatti di canalizzazione e contenimento acqua prevalentemente interrati, in c.c.a. gettato in opera e prefabbricato, contraddistinte da un'organizzazione strutturale di tipo scatolare e a platea e pareti / setti collaboranti e con vincolo di incastro e con tipologia strutturale a pareti singole o accoppiate o mista a telaio-pareti ai sensi del *paragrafo 7.4.3.1* delle NTC-2018.

Nel dettaglio le costruzioni caratterizzate da maggiore rilevanza strutturale e sulle quali sono state condotte le opportune verifiche e dimensionamenti strutturali e geotecnici saranno, quindi, costituite dalle seguenti opere, in ordine da monte verso valle:

1) Edificio di presa con struttura in c.c.a. gettato in opera (torre di presa) e relative opere provvisionali con paratie in micropali a sostegno degli scavi e con funzione di tenuta idraulica.
2) Canale di presa e scarico di fondo lago con struttura in c.c.a. gettato in opera e relative paratie provvisionali in micropali a sostegno degli scavi nel versante.
3) Vasca di dissipazione dello scarico di fondo e relativo manufatto interrato in c.c.a. gettato in opera e relative opere provvisionali di sostegno del fronte scavo sinistro con paratia in micropali.
4) Paratie provvisionali in micropali a sostegno degli scavi per la realizzazione del canale presa in c.c.a. gettato in opera.
5) Realizzazione di Microtunneling DN 2200 in sponda sinistra orografica per nuovo scarico di fondo dell'invaso e nuova condotta di presa irrigua principale con relativo manufatto di spinta.
6) Paratia provvisoria in micropali per il sostegno della strada di accesso al cantiere.
7) Manufatti di connessione, derivazione, restituzione e regolazione idrica minori.

Gli interventi, dal punto di vista strutturale, in riferimento alla categoria prevalente di opere (opere in c.c.a.), possono essere classificati quali **interventi di nuova costruzione – opere in c.c.a. con funzione idraulica e per contenimento liquidi non aggressivi,** ai sensi del *paragrafo 4.1* del D.M. 17.01.2018. Il locale tecnico in muratura farà, invece, riferimento al *paragrafo 4.5* delle NTC-2018.

Le **fondazioni** dei vari manufatti faranno, altresì, riferimento alle opere di fondazione superficiali di tipo diretto ai sensi del *paragrafo 6.4.2* delle NTC-2018 e, in parte, alle opere di fondazione miste (dirette + micropali) ai sensi del *paragrafo 6.4.3* delle NTC-2018; le **opere geotecniche di sostegno** (muri e paratie provvisionali in micropali a sostegno dei fronti scavo) sono state progettate in riferimento al *paragrafo 6.5* delle NTC-2018.

Per la progettazione nei confronti delle azioni sismiche si è fatto, infine, principalmente riferimento ai *paragrafi 7.4, 7.8 e 7.11* (costruzioni di calcestruzzo, costruzioni in muratura ed opere e sistemi geotecnici) delle NTC-2018.

In riferimento, invece, al D.M. 26.06.2014, i presenti interventi si configurano come **interventi locali** nell'ambito di dighe esistenti ai sensi del paragrafo H.2.3 del citato Decreto, con contestuali interventi di miglioramento idraulico relativamente allo scarico di fondo. In tal senso gli interventi in progetto non interesseranno lo sbarramento esistente e saranno indipendenti e non interferenti rispetto al corpo diga principale, il quale non sarà, quindi, soggetto ad alcun intervento di tipo strutturale. Il progetto e la valutazione della sicurezza saranno, pertanto, riferiti alle sole parti e/o elementi interessati dai lavori e di nuova realizzazione.

Dal punto di vista amministrativo le opere strutturali in progetto saranno realizzate in Comune di Pianfei (CN), il quale risulta classificato in zona sismica 3 ai sensi dell'O.P.C.M. n. 3274/2003 e della D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014.

Per una descrizione di dettaglio dei vari interventi progettualmente previsti si rimanda, infine, a quanto specificatamente riportato nella *Relazione tecnica generale* e negli *Elaborati grafici* di progetto.

2. Normativa di riferimento

Ai fini della presente progettazione strutturale e geotecnica si è fatto, in via principale, riferimento alle seguenti norme in materia di costruzioni, di valenza nazionale:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ss.mm.ii. – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- Ordinanza n. 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.2003 e ss.mm.ii. – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C.-2018).
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- D.M. 26.06.2014 – Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).
- UNI EN 1991-1 e UNI EN 1990: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture.
- UNI EN 1992-1-1: Eurocodice 2 – Strutture in calcestruzzo.
- UNI EN 1993-1: Eurocodice 3 – Strutture in acciaio.
- UNI EN 1996-1 / 1996-2 / 1996-3: Eurocodice 6 – Strutture in muratura.
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali.
- UNI EN 1997-2/3: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Progettazione assistita da prove di laboratorio e da prove in sito.
- UNI EN 1998-1: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

Ad integrazione dei predetti riferimenti normativi si è fatto, anche, riferimento alle seguenti Norme di scala Regionale, istruzioni applicative e comprovate linee guida:

- Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058 – Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006).
- Deliberazione della Giunta Regionale 1° marzo 2010, n. 28-13422 – Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese

approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010 e ulteriori disposizioni.

- Deliberazione della Giunta Regionale 18 febbraio 2011, n. 8-1517 – Modifica del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio Piemontese come approvata con D.G.R. 19.01.2010 n. 11-13058.
- Deliberazione della Giunta Regionale 12 dicembre 2011, n. 4-3084 – D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010 – Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese.
- Deliberazione della Giunta Regionale 21 maggio 2014, n. 65-7656 – Individuazione dell'ufficio tecnico regionale ai sensi del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ulteriori modifiche e integrazioni alle procedure attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084.
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei LL.PP.
- Linee guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.
- Istruzioni e i documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche – Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (CNR – GNDT).
- Istruzioni e linee guida Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento di Protezione Civile, in collaborazione con ITC (Istituto per le Tecnologie delle Costruzioni) e il Consorzio ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica).
- Norme UNI in materia di materiali da costruzione e per uso strutturale in vigore.

Si evidenzia, in particolare, che il progetto strutturale è stato redatto in ottemperanza al D.M. 17.01.2018 e alla D.G.R. 21 maggio 2014 n. 65-7656 e ss.mm.ii.; in tal senso le strutture in progetto sono idonee a sopportare le azioni sismiche proprie del sito oggetto dei lavori classificato in zona sismica 3 ai sensi della suddetta D.G.R. e dell'O.P.C.M. n. 3274/2003 e ss.mm.ii..

3. Materiali per uso strutturale

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Caratteristiche tecniche e prescrizioni per la durabilità

Per quanto riguarda le caratteristiche dei calcestruzzi tutti i manufatti in c.a. e in c.a.v. potranno essere eseguiti impiegando unicamente cementi provvisti di attestato di conformità CE o equivalente che soddisfino i requisiti di accettazione previsti dalla norma UNI EN 197-1:2006. In cantiere o presso l'impianto di preconfezionamento del calcestruzzo è ammessa, pertanto, esclusivamente la fornitura di cementi rispondenti a tali prescrizioni.

Qualora vi sia l'esigenza di eseguire getti massivi, al fine di limitare l'innalzamento della temperatura all'interno del getto in conseguenza della reazione di idratazione del cemento, sarà opportuno utilizzare cementi a basso calore LH contemplati dalla norma UNI EN 197-1:2006.

Tutte le forniture di cemento dovranno, quindi, essere accompagnate da attestati di conformità CE o equivalente. E' possibile, in alternativa, una dichiarazione periodica del produttore del cemento, contenente l'elenco dei DDT relativi ai lotti consegnati al produttore di calcestruzzo e l'attestato di conformità CE o equivalente, da inoltrare da parte dell'impresa esecutrice alla Direzione Lavori. La Direzione Lavori verificherà, comunque, periodicamente quanto sopra indicato, in particolare la corrispondenza del cemento consegnato, come rilevabile dalla documentazione anzidetta, con quello previsto in Capitolato e nella documentazione o elaborati tecnici specifici e potrà richiedere, inoltre, una caratterizzazione periodica del produttore di cemento riportante i valori medi delle prove di autocontrollo sui requisiti della norma UNI EN 197-1:2006. Il prelievo del cemento dovrà avvenire al momento della consegna in conformità alla norma UNI EN 196-7.

Gli aggregati utilizzabili, ai fini del confezionamento del calcestruzzo, dovranno possedere marcatura CE o equivalente, secondo D.P.R. 246/93 e successivi decreti attuativi ed essere conformi ai requisiti della normativa UNI EN 12620 e UNI 8520-2 con i relativi riferimenti alla destinazione d'uso del calcestruzzo. La massa volumica media del granulo in condizioni s.s.a. deve essere pari o superiore a 2300 kg/m^3. A questa prescrizione si potrà derogare solo in casi di comprovata impossibilità di approvvigionamento locale, purché si continuino a rispettare le prescrizioni in termini di resistenza caratteristica a compressione e di durabilità.

Gli inerti naturali, spaccati, lavati, non gelivi e non friabili, saranno privi di sostanze organiche limose e argillose, in proporzione nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione dell'armatura. Gli aggregati dovranno, inoltre, rispettare i requisiti minimi

imposti dalla norma UNI 8520 parte 2 relativamente al contenuto di sostanze nocive, in particolare:

- il contenuto di solfati solubili in acido (espressi come SO3 da determinarsi con la procedura prevista dalla UNI-EN 1744-1 punto 12) dovrà risultare inferiore allo 0.2% sulla massa dell'aggregato indipendentemente se l'aggregato è grosso oppure fine (aggregati con classe di contenuto di solfati AS 0,2);
- il contenuto totale di zolfo (da determinarsi con UNI-EN 1744-1 punto 11) dovrà risultare inferiore allo 0,1%;
- non dovranno contenere forme di silice amorfa alcali-reattiva o in alternativa dovranno evidenziare espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-22, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2.

In attesa di specifiche normative sugli aggregati di riciclo è consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti di cui alla Tabella che segue, a condizione che il calcestruzzo possegga i requisiti reologici, meccanici e di durabilità previsti in progetto. Per tali aggregati, le prove di controllo di produzione in fabbrica saranno effettuate secondo i prospetti H1, H2 ed H3 dell'annesso ZA della norma UNI EN 12620; per le parti rilevanti, devono essere effettuate ogni 100 ton di aggregato prodotto e, comunque, negli impianti di riciclo, per ogni giorno di produzione.

Origine del materiale da riciclo	**Classe del calcestruzzo**	**Percentuale di impiego**
Demolizioni di edifici (macerie)	= C 8/10	fino al 100%
Demolizioni di solo calcestruzzo e c.a. (frammenti di calcestruzzo ≥90%, UNI EN 933-11:2009)	≤ C20/25	fino al 60%
	≤ C30/37	≤ 30%
	≤ C45/55	≤ 20%
Riutilizzo di calcestruzzo interno negli stabilimenti di prefabbricazione qualificati – da qualsiasi classe	Classe minore del calcestruzzo di origine	fino al 15%
	Stessa classe del calcestruzzo d'origine	fino al 10%

Tabella 1 – Percentuali di impiego di aggregati di riciclo (D.M. 17/01/2018).

Al fine di individuare i requisiti chimico-fisici aggiuntivi rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, che gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione

finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali, occorrerà fare specifico riferimento alla UNI 8520 parti 1 e 2.

Per il confezionamento del calcestruzzo dovranno essere impiegati aggregati appartenenti a non meno di due classi granulometriche diverse. La percentuale di impiego di ogni singola classe granulometrica verrà stabilita dal produttore con l'obiettivo di conseguire i requisiti di lavorabilità e di resistenza alla segregazione. La curva granulometrica ottenuta dalla combinazione degli aggregati disponibili, inoltre, sarà quella capace di soddisfare le esigenze di posa in opera richieste dall'impresa (ad esempio, pompabilità), e quelle di resistenza meccanica a compressione e di durabilità richieste per il conglomerato.

La dimensione massima dell'aggregato dovrà essere non maggiore di ¼ della sezione minima dell'elemento da realizzare, dell'interferro ridotto di 5 mm, dello spessore del copriferro aumentato del 30% (in accordo anche con quanto stabilito dagli Eurocodici).

Per quanto concerne la durabilità delle opere ogni calcestruzzo dovrà soddisfare i seguenti requisiti di durabilità in accordo con quanto richiesto dalle norme **UNI 11104 e UNI-EN 206-1** e dalle **Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale** in base alla classe (alle classi) di esposizione ambientale della struttura cui il calcestruzzo è destinato:

- **CALCESTRUZZO DESTINATO A GETTI IN OPERA IN GENERALE:**
  - calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
  - classe di esposizione e durabilità: XC2 (UNI EN 11104);
  - rapporto (a/c) max: 0,60;
  - classe minima di resistenza caratteristica a compressione C25/30;
  - resistenza caratteristica minima in opera: 30 N/mm^2;
  - classe di consistenza al getto: S4;
  - contenuto minimo di cemento: 300 kg/m^3;
  - Dmax dell'aggregato: 28/32 mm;
  - copriferro minimo nominale: fondazioni 50/60 mm; elevazioni 40/50 mm; solette 30 mm; 70/80 mm per eventuali getti controterra.

Si evidenzia, con particolare riferimento alla realizzazione dell'edificio e del canale di presa, che l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di esposizione XC2 è stato motivatamente ritenuto tecnicamente congruo ed adeguato in relazione ai seguenti aspetti:

- le costruzioni in progetto risultano costituite da strutture di fondazione e da pareti contro-terra prevalentemente immerse (su un lato) in acqua non aggressiva, con una residuale assoggettabilità a rare escursioni del livello d'invaso, limitatamente alla parte

sommitale della torre di presa (da quota 565.40 a quota 561.50 circa), per la quale è stato progettualmente previsto un rivestimento lapideo protettivo e funzionale anche ai fini paesaggistici;

- nel medio termine, in relazione al concomitante esercizio della diga di Serra degli Ulivi, per l'invaso di Pianfei sarà previsto un cambio di destinazione. con funzione solo di tipo turistico, in relazione alla quale sarà mantenuta una quota di invaso sempre costante con un sostanziale annullamento delle residuali variazioni del livello di invaso di cui al punto precedente;
- in riferimento ai calcoli di verifica strutturale svolti si determinano valori di tensione di compressione del calcestruzzo in esercizio, a medio lungo termine, di entità non rilevante e dell'ordine di circa 5÷6 Mpa; tali valori massimi di tensione sono, inoltre, riferiti alle parti di opere maggiormente sollecitate ed ubicate nelle zone poste a quota relativa inferiore delle stesse;
- è stata progettualmente prevista l'adozione di valori di copriferro conformi alle NTC-2018 e alla norma UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) con opportune maggiorazioni esecutive dello stesso, a favore di sicurezza; tutte le verifiche a fessurazione risultano, inoltre, soddisfatte per la condizione di verifica più gravosa, con apertura fessure di valore w_2 in ambiente ordinario, nella combinazione di carico quasi permanente.

- **CALCESTRUZZO DESTINATO ALLA REALIZZAZIONE DI MANUFATTI PREFABBRICATI IN C.C.A. / C.A.V. (SCATOLARI, TUBAZIONI IN GENERE, CANALETTE E OPERE ANALOGHE):**
  - calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
  - classe di esposizione e durabilità: XC2 (UNI EN 11104);
  - rapporto (a/c) max: 0,55;
  - classe minima di resistenza caratteristica a compressione C28/35;
  - resistenza caratteristica minima in opera: 35 N/mm^2;
  - classe di consistenza al getto: S4;
  - contenuto minimo di cemento: 320 kg/m^3;
  - Dmax dell'aggregato: 25 mm;
  - copriferro minimo nominale (getti in stabilimento di produzione): 30 mm.

- **CALCESTRUZZO DESTINATO ALLA REALIZZAZIONE DELLE CONDOTTE IN C.A. PER MICROTUNNELING:**
  - calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
  - classe di esposizione e durabilità: XC4 (UNI EN 11104);

- rapporto (a/c) max: 0,45;
- classe minima di resistenza caratteristica a compressione C40/50;
- resistenza caratteristica minima in opera: 50 N/mm^2;
- classe di consistenza al getto: S4;
- contenuto minimo di cemento: 380 kg/m^3;
- Dmax dell'aggregato: 20/25 mm;
- copriferro minimo nominale (getti in stabilimento di produzione): 30/35 mm.

Il contenuto di aria in ogni miscela prodotta dovrà essere determinato in accordo alla procedura descritta alla norma UNI EN 12350-7 conforme a quanto indicato nella tabella 3.1 (in funzione del diametro massimo dell'aggregato e dell'eventuale esposizione alla classe XF: strutture soggette a cicli di gelo/disgelo in presenza o meno di sali disgelanti).

Per la produzione del calcestruzzo dovranno essere impiegate le acque potabili e quelle di riciclo conformi alla UNI EN 1008:2003.

L'essudamento di acqua di bleeding dovrà risultare non superiore allo 0,1% in conformità alla norma UNI 7122.

3.1.2 Qualifica del conglomerato cementizio

In accordo alle Norme Tecniche per le Costruzioni per la produzione del calcestruzzo si possono configurare due differenti possibilità:

1) calcestruzzo prodotto senza processo industrializzato;

2) calcestruzzo prodotto con processo industrializzato;

Il caso 1) si verifica nella produzione limitata di calcestruzzo direttamente effettuata in cantiere mediante processi di produzione temporanei e non industrializzati. In tal caso la produzione deve essere effettuata sotto la diretta vigilanza del Direttore dei Lavori. Il D.M. 17/01/2018 prevede, in questo caso, la qualificazione iniziale delle miscele per mezzo della "*Valutazione preliminare della Resistenza*" (*paragrafo 11.2.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni*) effettuata sotto la responsabilità dell'appaltatore o committente, prima dell'inizio della costruzione dell'opera, attraverso idonee prove preliminari atte ad accertare la resistenza caratteristica per ciascuna miscela omogenea di conglomerato che verrà utilizzata per la costruzione dell'opera. La qualificazione iniziale di tutte le miscele utilizzate deve effettuarsi per mezzo di prove certificate da parte dei laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001 (Laboratori Ufficiali).

Nella relazione di prequalifica, nel caso di calcestruzzo prodotti senza processo industrializzato l'appaltatore dovrà fare esplicito riferimento a:

- materiali che si intendono utilizzare, indicandone provenienza, tipo e qualità;
- documenti sulla marcatura CE dei materiali costituenti;
- massa volumica reale s.s.a. e assorbimento, per ogni classe di aggregato, valutati secondo la Norma UNI 8520 parti 13a e 16a;
- studio granulometrico per ogni tipo e classe di calcestruzzo;
- tipo, classe e dosaggio del cemento;
- rapporto acqua-cemento;
- massa volumica del calcestruzzo fresco e calcolo della resa;
- classe di esposizione ambientale a cui è destinata la miscela;
- tipo e dosaggio degli eventuali additivi;
- proporzionamento analitico della miscela e resa volumetrica;
- classe di consistenza del calcestruzzo;
- risultati delle prove di resistenza a compressione;
- curve di resistenza nel tempo (almeno per il periodo 2÷28 giorni);
- caratteristiche dell'impianto di confezionamento e stato delle tarature;
- sistemi di trasporto, di posa in opera e maturazione dei getti.

Il caso 2) è trattato dal D.M. 17/01/2018 al punto 11.2.8 che definisce come calcestruzzo prodotto con processo industrializzato quello prodotto mediante impianti, strutture e tecniche organizzata organizzate sia in cantiere che in uno stabilimento esterno al cantiere stesso.

Di conseguenza in questa fattispecie rientrano, a loro volta, tre tipologie di produzione del calcestruzzo:

- calcestruzzo prodotto in impianti industrializzati fissi;
- calcestruzzo prodotto negli stabilimenti di prefabbricazione;
- calcestruzzo prodotto in impianti industrializzati installati nei cantieri (temporanei).

In questi casi gli impianti devono essere idonei ad una produzione costante, disporre di apparecchiature adeguate al confezionamento, nonché di personale esperto e di attrezzature idonee a provare, valutare e correggere la qualità del prodotto.

Al fine di contribuire a garantire quest'ultimo punto, gli impianti devono essere dotati di un sistema di controllo permanente della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera.

Tale sistema di controllo non deve confondersi con l'ordinario sistema di gestione della qualità aziendale, al quale può affiancarsi.

Il sistema di controllo della produzione in fabbrica dovrà essere certificato da un organismo terzo indipendente di adeguata competenza e organizzazione, che opera in coerenza con la UNI EN 45012. A riferimento per tale certificazione devono essere prese le Linee Guida sul calcestruzzo preconfezionato edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici allo scopo di ottenere un calcestruzzo di adeguate caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche.

Il sistema di controllo di produzione in fabbrica dovrà comprendere le prove di autocontrollo, effettuate a cura del produttore secondo quanto previsto dalle Linee Guida sul calcestruzzo preconfezionato. L'organismo di certificazione dovrà, nell'ambito dell'ispezione delle singole unità produttive dovrà verificare anche i laboratori utilizzati per le prove di autocontrollo interno. In virtù di tale verifica e sorveglianza del controllo di produzione le prove di autocontrollo della produzione sono sostitutive di quelle effettuate dai laboratori ufficiali.

Il programma delle prove di autocontrollo deve essere sviluppato in maniera tale da assicurare il rispetto dei disposti normativi per le numerose miscele prodotte, ma essere nel contempo contenuto in maniera tale da agevolarne l'applicazione, in virtù dell'elevato numero delle miscele prodotte in generale in un impianto di calcestruzzo preconfezionato.

È compito della Direzione Lavori accertarsi che i documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere indichino gli estremi della certificazione del sistema di controllo della produzione. Ove opportuno il Direttore dei Lavori potrà richiedere la relazione preliminare di qualifica ed i relativi allegati (es. certificazione della marcatura CE degli aggregati, del cemento, etc.).

3.1.3 Posa in opera e tolleranze esecutive

Al momento della messa in opera del conglomerato è obbligatoria la presenza di almeno un membro dell'ufficio della Direzione Lavori incaricato a norma di legge e di un responsabile tecnico dell'impresa appaltatrice.

Prima di procedere alla messa in opera del calcestruzzo, sarà necessario adottare tutti quegli accorgimenti atti ad evitare qualsiasi sottrazione di acqua dall'impasto. In particolare, in caso di casseforme in legno, andrà eseguita un'accurata bagnatura delle superfici.

È proibito eseguire il getto del conglomerato quando la temperatura esterna scende al disotto dei + 0° C se non si prendono particolari sistemi di protezione del manufatto

concordati e autorizzati dalla D.L. anche qualora la temperatura ambientale superi i 33° C.

Lo scarico del calcestruzzo dal mezzo di trasporto nelle casseforme si effettua applicando tutti gli accorgimenti atti ad evitare la segregazione.

Per la compattazione del getto dovranno essere adoperati vibratori a parete o ad immersione. Nel caso si adoperi il sistema di vibrazione ad immersione, l'ago vibrante deve essere introdotto verticalmente e spostato, da punto a punto nel calcestruzzo, ogni 50 cm circa; la durata della vibrazione verrà protratta nel tempo in funzione della classe di consistenza del calcestruzzo (*tabella 2*).

Classe di consistenza	***Tempo minimo di immersione dell'ago nel cls** (s)*
S1	25 - 30
S2	20 - 25
S3	15 - 20
S4	10 - 15
S5	5 - 10
F6	0 - 5
SCC	Non necessita compattazione (salvo indicazioni specifiche della D.L.)

Tabella 2 – Relazione tra classe di consistenza e tempo di vibrazione del conglomerato.

Nel caso siano previste riprese di getto sarà obbligo dell'appaltatore procedere ad una preliminare rimozione, mediante scarifica con martello, dello strato corticale di calcestruzzo già parzialmente indurito. Tale superficie, che dovrà possedere elevata rugosità (asperità di circa 5 mm) verrà opportunamente bagnata per circa due ore prima del getto del nuovo strato di calcestruzzo.

Qualora alla struttura sia richiesta la tenuta idraulica, lungo la superficie scarificata verranno disposti dei giunti "water-stop" in materiale bentonitico idroespansivo o equivalenti profili bentonitici. I profili water-stop o bentonitici saranno opportunamente fissati nella scanalatura a "V" appositamente preparata e disposti in maniera tale da non interagire con le armature.

I distanziatori utilizzati per garantire i copriferri ed eventualmente le reciproche distanze tra le barre di armatura, dovranno essere in plastica o a base di malta cementizia di forma e geometria tali da minimizzare la superficie di contatto con il cassero.

Per quanto concerne le **tolleranze esecutive** nelle opere finite gli scostamenti ammissibili (tolleranze) rispetto alle dimensioni e/o quote dei progetti sono riportate di seguito; per i vari elementi strutturali; lo scostamento "S" è espresso in cm:

a) Fondazioni in genere (plinti, travi rovesce e platee):

- posizionamento rispetto alle coordinate di progetto: S = ± 2,0 cm
- dimensioni in pianta: S = ± 2,0 cm
- dimensioni in altezza (superiore) S = ± 1,0 cm
- quota altimetrica estradosso S = ± 1,0 cm

b) Strutture in elevazione in genere (muri, pareti, spalle ponti, setti e pilastri, scatolari):

- posizionamento rispetto alle coordinate e/o allineamenti di progetto: S = ± 1,0 cm
- dimensione in pianta: S = ± 1,0 cm
- spessore muri, pareti, spalle: S = ± 1,0 cm
- quota altimetrica sommità: S = ± 1,0 cm
- verticalità per H ≤600 cm S = ± 1,0 cm
- verticalità per H > 600 cm S = ± H/12

c) *Solette, impalcati, travi e cordoli in genere, manufatti scatolari, ecc.:*

- spessore: S = ± 0,5 cm
- quota altimetrica estradosso: S = ± 1,0 cm

In ogni caso gli scostamenti dimensionali negativi non devono ridurre i copriferri minimi prescritti dal progetto.

3.1.4 Casseforme, disarmo e stagionatura dei getti

Per tali opere provvisorie l'impresa comunicherà preventivamente alla Direzione Lavori il sistema e le modalità esecutive che intende adottare, ferma restando l'esclusiva responsabilità dell'impresa stessa per quanto riguarda la progettazione e l'esecuzione di tali opere provvisionali e la loro rispondenza a tutte le norme di legge ed ai criteri di sicurezza che comunque possono riguardarle. Il sistema prescelto dovrà comunque essere atto a consentire la realizzazione delle opere in conformità alle disposizioni contenute nel progetto esecutivo.

Nella progettazione e nell'esecuzione delle armature di sostegno delle centinature e delle attrezzature di costruzione, l'impresa è tenuta a rispettare le norme, le prescrizioni ed i vincoli che eventualmente venissero imposti da Enti, Uffici e persone responsabili riguardo alla zona interessata.

Tutte le attrezzature dovranno essere dotate degli opportuni accorgimenti affinché, in ogni punto della struttura, la rimozione dei sostegni sia regolare ed uniforme.

Viene prescritto l'uso di casseforme metalliche o di materiali fibrocompressi o compensati (tavolati in legno); in ogni caso esse dovranno avere dimensioni e spessori sufficienti ad essere opportunamente irrigidite o controventate per assicurare l'ottima riuscita delle superfici dei getti e delle opere e la loro perfetta rispondenza ai disegni di progetto.

Nel caso di eventuale utilizzo di casseforme in legno, si dovrà curare che le stesse siano eseguite con tavole a bordi paralleli e ben accostate, in modo che non abbiano a presentarsi, dopo il disarmo, sbavature o disuguaglianze sulle facce in vista del getto. In ogni caso l'appaltatore avrà cura di trattare le casseforme, prima del getto, con idonei prodotti disarmanti conformi alla norma UNI 8866. Le parti componenti i casseri debbono essere a perfetto contatto e sigillate con idoneo materiale per evitare la fuoriuscita di boiacca cementizia.

Nel caso, infine, di casseratura a perdere, inglobata nell'opera, occorre verificare la sua funzionalità, se è elemento portante, e che non sia dannosa, se è elemento accessorio.

Prima del getto le casseforme dovranno essere pulite per l'eliminazione di qualsiasi traccia di materiale che possa compromettere l'estetica del manufatto quali polvere, terriccio etc. Dove e quando necessario si farà uso di prodotti disarmanti disposti in strati omogenei continui, su tutte le casseforme di una stessa opera dovrà essere usato lo stesso prodotto.

Nel caso di utilizzo di casseforme impermeabili, per ridurre il numero delle bolle d'aria sulla superficie del getto si dovrà fare uso di disarmante con agente tensioattivo in quantità controllata e la vibrazione dovrà essere contemporanea al getto.

L'impresa esecutrice avrà l'obbligo di predisporre in corso di esecuzione quanto è previsto nei disegni costruttivi per ciò che concerne fori, tracce, cavità, incassature, etc. per la posa in opera di apparecchi accessori quali giunti, eventuali appoggi e/o smorzatori sismici, pluviali, passi d'uomo, passerelle d'ispezione, sedi di tubi e di cavi, opere interruttive, sicurvia, parapetti, mensole, segnalazioni, parti d'impianti, ecc..

Si potrà procedere alla rimozione delle casseforme dai getti quando saranno state raggiunte le prescritte resistenze. In assenza di specifici accertamenti, l'appaltatore dovrà attenersi a quanto stabilito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018.

Le eventuali irregolarità o sbavature, qualora ritenute tollerabili, dovranno essere asportate mediante scarifica meccanica o manuale ed i punti difettosi dovranno essere ripresi accuratamente con malta cementizia a ritiro compensato immediatamente dopo il disarmo, previa bagnatura a rifiuto delle superfici interessate.

Eventuali elementi metallici, quali chiodi o reggette che dovessero sporgere dai getti, dovranno essere tagliati almeno 0,5 cm sotto la superficie finita e gli incavi risultanti verranno accuratamente sigillati con malta fine di cemento.

Il calcestruzzo, al termine della messa in opera e successiva compattazione, deve essere stagionato e protetto dalla rapida evaporazione dell'acqua di impasto e dall'essiccamento degli strati superficiali (fenomeno particolarmente insidioso in caso di elevate temperature ambientali e forte ventilazione). Per consentire una corretta stagionatura è necessario mantenere costantemente umida la struttura realizzata; l'appaltatore è responsabile della corretta esecuzione della stagionatura che potrà essere condotta mediante:

- la permanenza entro casseri del conglomerato;
- l'applicazione, sulle superfici libere, di specifici film di protezione mediante la distribuzione nebulizzata di additivi stagionanti (agenti di curing);
- l'irrorazione continua del getto con acqua nebulizzata;
- la copertura delle superfici del getto con fogli di polietilene, sacchi di iuta o tessuto non tessuto mantenuto umido in modo che si eviti la perdita dell'acqua di idratazione;
- la creazione attorno al getto, con fogli di polietilene od altro, di un ambiente mantenuto saturo di umidità;
- la creazione, nel caso di solette e getti a sviluppo orizzontale, di un cordolo perimetrale (in sabbia od altro materiale rimovibile) che permetta di mantenere la superficie ricoperta da un costante velo d'acqua.

I prodotti filmogeni di protezione non possono essere applicati lungo i giunti di costruzione, sulle riprese di getto o sulle superfici che devono essere trattate con altri materiali.

Al fine di assicurare alla struttura un corretto sistema di stagionatura in funzione delle condizioni ambientali, della geometria dell'elemento e dei tempi di scasseratura previsti, l'appaltatore, previa informazione alla direzione dei lavori, eseguirà verifiche di cantiere che assicurino l'efficacia delle misure di protezione adottate.

Sarà obbligatorio procedere alla maturazione dei getti per almeno 7 giorni consecutivi. **Qualora dovessero insorgere esigenze particolari per sospendere la maturazione esse dovranno essere espressamente autorizzate dalla direzione dei lavori.**

Nel caso di superfici orizzontali non casserate (pavimentazioni, platee di fondazione…) dovrà essere effettuata l'operazione di bagnatura continua con acqua non appena il conglomerato avrà avviato la fase di presa. Le superfici verranno mantenute costantemente umide per almeno 7 giorni. Per i getti confinati entro casseforme l'operazione di bagnatura verrà avviata al momento della rimozione dei casseri, se questa avverrà prima di 7 giorni. Per

eventuali calcestruzzi con classe di resistenza a compressione maggiore o uguale di C40/50 la maturazione deve essere curata in modo particolare.

3.1.5 Controlli in corso d'opera

La Direzione Lavori eseguirà controlli in corso d'opera per verificare la conformità tra le caratteristiche del conglomerato messo in opera e quello stabilito dal progetto e garantito in sede di valutazione preliminare.

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee di conglomerato e, in funzione del quantitativo di conglomerato accettato, può essere condotto mediante (Norme Tecniche cap. 11):

- **controllo di tipo "A";**
- **controllo di tipo "B"** (obbligatorio nelle costruzioni con più di 1500 m^3 di miscela omogenea).

Il prelievo del conglomerato per i controlli di accettazione si deve eseguire a "bocca di betoniera", conducendo tutte le operazioni in conformità con le prescrizioni indicate nelle Norme Tecniche per le costruzioni e nella norma UNI-EN 206-1 (non prima di aver scaricato almeno 0.3 m^3 di conglomerato).

Il prelievo di calcestruzzo dovrà essere eseguito alla presenza della D.L. o di un suo incaricato.

In particolare i campioni di calcestruzzo devono essere preparati con casseforme rispondenti alla norma UNI EN 12390-1, confezionati secondo le indicazioni riportate nella norma UNI EN 12390-2 e provati presso un laboratorio Ufficiale secondo la UNI EN 12390-3. Le casseforme devono essere realizzate con materiali rigidi al fine di prevenire deformazioni durante le operazioni di preparazione dei provini, devono essere a tenuta stagna e non assorbenti. La geometria delle casseforme deve essere cubica di lato pari a 150 mm o cilindrica con diametro d pari a 150 mm ed altezza h 300 mm.

Il prelievo del calcestruzzo deve essere effettuato non prima di aver scaricato 0,3 m^3 di calcestruzzo e preferibilmente a metà dello scarico della betoniera. Il conglomerato sarà versato tramite canaletta all'interno di una carriola in quantità pari a circa 2 volte superiore a quello necessario al confezionamento dei provini. Il materiale versato verrà omogeneizzato con l'impiego di una sassola.

È obbligatorio inumidire tutti gli attrezzi necessari al campionamento (carriola, sessola) prima di utilizzarli, in modo tale da non modificare il contenuto di acqua del campione di materiale prelevato.

Prima del riempimento con il conglomerato, le casseforme andranno pulite e trattate con un liquido disarmante.

Per la compattazione del calcestruzzo entro le casseforme è previsto l'uso di uno dei seguenti mezzi:

- pestello di compattazione metallico a sezione circolare e con le estremità arrotondate, con diametro di circa 16 mm e lunghezza di circa 600 mm;
- barra diritta metallica a sezione quadrata, con lato di circa 25 mm e lunghezza di circa 380 mm;
- vibratore interno con frequenza minima di 120 Hz e diametro non superiore ad ¼ della più piccola dimensione del provino;
- tavola vibrante con frequenza minima pari a 40 Hz.

Il riempimento della cassaforma deve avvenire per strati successivi di 75 mm, ciascuno dei quali accuratamente compattati senza produrre segregazioni o comparsa di acqua sulla superficie.

Nel caso di compattazione manuale, ciascuno strato verrà assestato fino alla massima costipazione, avendo cura di martellare anche le superficie esterne del cassero.

Nel caso si impieghi il vibratore interno, l'ago non dovrà toccare lungo le pareti verticali e sul fondo della casseratura.

La superficie orizzontale del provino verrà spianata con un movimento a sega, procedendo dal centro verso i bordi esterni.

Su tale superficie verrà applicata (annegandola nel calcestruzzo) un'etichetta di plastica/cartoncino rigido sulla quale verrà riportata l'identificazione del campione con inchiostro indelebile; l'etichetta sarà siglata dalla direzione dei lavori al momento del confezionamento dei provini.

L'esecuzione del prelievo deve essere accompagnata dalla stesura di un verbale di prelievo che riporti le seguenti indicazioni:

- identificazione del campione:
- tipo di calcestruzzo;
- numero di provini effettuati;
- codice del prelievo;
- metodo di compattazione adottato;
- numero del documento di trasporto;
- ubicazione del getto per il puntuale riferimento del calcestruzzo messo in opera;
- identificazione del cantiere e dell'impresa appaltatrice;

- data e ora di confezionamento dei provini;
- la firma della D.L. in caso di opere particolari, soggette a sorveglianza da parte di Enti ministeriali; il verbale di prelievo dovrà riportare anche la firma dell'Ingegnere incaricato della sorveglianza in cantiere.

Al termine del prelievo, i provini verranno posizionati al di sopra di una superficie orizzontale piana in una posizione non soggetta ad urti e vibrazioni.

Il calcestruzzo campionato deve essere lasciato all'interno delle casseforme per almeno 16 h (in ogni caso non oltre i 3 giorni). In questo caso sarà opportuno coprire i provini con sistemi isolanti o materiali umidi (es. sacchi di juta, tessuto non tessuto…). Trascorso questo tempo i provini dovranno essere consegnati presso il Laboratorio incaricato di effettuare le prove di schiacciamento dove, una volta rimossi dalle casseforme, devono essere conservati in acqua alla temperatura costante di 20± 2 °C oppure in ambiente termostato posto alla temperatura di 20± 2 °C ed umidità relativa superiore al 95%.

Nel caso in cui i provini vengano conservati immersi nell'acqua, il contenitore deve avere dei ripiani realizzati con griglie (è consentito l'impiego di reti elettrosaldate) per fare in modo che tutte le superfici siano a contatto con l'acqua.

L'impresa appaltatrice sarà responsabile delle operazioni di corretta conservazione dei provini campionati e della loro custodia in cantiere prima dell'invio al Laboratorio incaricato di effettuare le prove di schiacciamento. Inoltre, l'impresa appaltatrice sarà responsabile del trasporto e della consegna dei provini di calcestruzzo al Laboratorio Ufficiale unitamente ad una lettera ufficiale di richiesta prove firmata dalla Direzione Lavori.

Qualora per esigenze legate alla logistica di cantiere o ad una rapida messa in servizio di una struttura o di porzioni di essa si rende necessario prescrivere un valore della resistenza caratteristica a tempi inferiori ai canonici 28 giorni o a temperature diverse dai 20 °C i controlli di accettazione verranno effettuati con le stesse modalità sopra descritte fatta eccezione per le modalità di conservazione dei provini che verranno mantenuti in adiacenza alla struttura o all'elemento strutturale per il quale è stato richiesto un valore della resistenza caratteristica a tempi e temperature inferiori a quelle canoniche. Resta inteso che in queste situazioni rimane sempre l'obbligo di confezionare e stagionare anche i provini per 28 giorni a 20 °C e U.R. del 95% per valutare la rispondenza del valore caratteristico a quello prescritto in progetto.

I certificati emessi dal Laboratorio dovranno contenere tutte le informazioni richieste al punto 11.2.5.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018.

3.1.6 Elementi e manufatti prefabbricati

Per quanto concerne la fornitura di elementi prefabbricati (quali ad esempio travetti e/o lastre predalles, manufatti scatolari, tubi, pozzetti, ecc.) è fatto obbligo all'appaltatore di esibire, prima dell'accettazione della fornitura, adeguata relazione di calcolo e verifica strutturale ai sensi delle NTC-2018 e s.m.i. secondo i parametri e le azioni di progetto previsti nella presente relazione, comprensiva delle modalità di posa in opera dei prefabbricati. Dovranno, inoltre, essere forniti gli elaborati costruttivi dei ferri d'armatura per consentire di valutare il comportamento d'insieme del manufatto.

In ultimo dovranno essere resi disponibili il certificato relativo alla produzione in serie di manufatti prefabbricati oltre ai certificati di prova sui materiali e al certificato CE secondo normativa Comunitaria vigente.

Gli elaborati esecutivi dei manufatti prefabbricati (relazione di calcolo, disegni tecnici) dovranno essere firmati da progettista abilitato per conto del produttore e preventivamente approvati dalla D.L. al fine del nulla osta alla loro fornitura e utilizzo nonché del loro deposito strutturale ai sensi della Legge 1086/71 e del D.P.R. 380/2001.

3.2 Acciaio

L'acciaio da cemento armato ordinario comprende:

- **barre d'acciaio tipo B450C** (6 mm ≤ Ø ≤ 50 mm), rotoli (6 mm ≤ Ø ≤ 16 mm);
- prodotti raddrizzati ottenuti da rotoli ammessi senza limitazioni con diametri ≤ 16mm;
- **reti elettrosaldate tipo B450C**;
- tralicci elettrosaldati.

Le **strutture in carpenteria metallica** per parapetti, grigliati, ecc. saranno realizzate in acciaio da carpenteria avente **classe S275JR**; profilati, tubolari e lamiere dovranno essere prodotti secondo la norma UNI EN 10025, UNI EN 10210, UNI EN 10219 o norme equivalenti (per le caratteristiche meccaniche fare riferimento agli Elaborati grafici di progetto) con riferimento a quanto previsto dalle NTC-2018, secondo i parametri di progetto. I manufatti e gli elementi in carpenteria metallica dovranno essere preventivamente sottoposti ad apposita **zincatura a caldo** secondo norma UNI EN ISO 1461 o alla norma EN 10326 o equivalenti. **Bulloneria, giunzioni e saldature** dovranno essere eseguite secondo norma UNI 5737, UNI 6592, UNI EN 14399, UNI EN 15048, UNI EN ISO 898, UNI EN ISO 4016 e UNI EN ISO 3834. Le bullonature dovranno essere dotate di marcatura CE.

I **tubolari ed i profili metallici di rinforzo per la realizzazione delle paratie in micropali** al fine del sostegno provvisorio degli scavi, dovranno essere in acciaio da carpenteria **classe S355JR** (FE510), prodotti secondo le norme UNI EN 10025, UNI EN 10210, UNI EN 10219 o norme equivalenti, recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1 del D.M. 17.01.2018. Per i prodotti per cui non sia applicabile la marcatura CE, si rimanda a quanto specificato al punto B del §11.1 del citato Decreto e si applica la procedura di cui al § 11.3.4.11.

Ognuno dei prodotti suddetti dovrà rispondere alle caratteristiche richieste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17.01.2018, che specifica le caratteristiche tecniche che devono essere verificate, i metodi di prova, le condizioni di prova e il sistema per l'attestazione di conformità per gli acciai destinati alle costruzioni in cemento armato che ricadono sotto la Direttiva Prodotti CPD (89/106/EC).

L'acciaio dovrà essere qualificato all'origine, deve portare impresso, ove prescritto dalle suddette norme, il marchio indelebile che lo renda costantemente riconoscibile e riconducibile inequivocabilmente allo stabilimento di produzione.

3.2.1 Proprietà meccaniche

Le proprietà meccaniche devono essere in accordo con quanto specificato in EN 10080 e nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17.01.2018:

Proprietà	**Valore caratteristico**
f_y (N/mm^2)	$\geq 450\ \alpha$
f_t (N/mm^2)	$\geq 540\ \alpha$
f_t/f_y	$\geq 1{,}15\ \beta$ $\leq 1{,}35\ \beta$
Agt (%)	$\geq 7{,}5\ \beta$
$f_y/f_{y,nom}$	$\leq 1{,}25\ \beta$
α *valore caratteristico con p = 0,95* β *valore caratteristico con p = 0,90*	

Tabella 3 – Proprietà meccaniche secondo il D.M. 17/01/2018.

In aggiunta a quanto sopra riportato si possono richiedere le seguenti caratteristiche aggiuntive Tipo SISMIC:

Proprietà	Valore caratteristico
Resistenza a fatica assiale	2 milioni di cicli
Resistenza a fatica oligociclica	3 cicli/sec con deformazione 1,5÷4%
Idoneità al raddrizzamento dopo piega	Integrità
Controllo radiometrico	superato, ai sensi del D.Lgs. 230/1995 e del D.Lgs. 241/2000

Tabella 4 – Proprietà aggiuntive.

3.2.2 Controlli sull'acciaio

In cantiere è ammessa esclusivamente la fornitura e l'impiego di acciai saldabili e ad aderenza migliorata, qualificati secondo le procedure indicate nel D.M. 17.01.2018 al punto 11.3.1.6 e controllati con le modalità riportate nei punti 11.3.2.11 e 11.3.2.12 del citato decreto.

Tutte le forniture di acciaio devono essere accompagnate da copia dell'attestato di qualificazione rilasciato dal Consiglio Superiore dei LL.PP. - Servizio Tecnico Centrale.

Le forniture effettuate da un commerciante o da un trasformatore intermedio dovranno essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante o trasformatore intermedio. In quest'ultimo caso per gli elementi presaldati, presagomati o preassemblati in aggiunta agli attestati di qualificazione dovranno essere consegnati i certificati delle prove fatte eseguire dal Direttore del Centro di Trasformazione. Tutti i prodotti forniti in cantiere dopo l'intervento di un trasformatore intermedio devono essere dotati di una specifica marcatura che identifichi in modo inequivocabile il centro di trasformazione stesso, in aggiunta alla marcatura del prodotto di origine.

La Direzione Lavori prima della messa in opera potrà verificare quanto sopra indicato; in particolare dovrà provvedere a verificare la rispondenza tra la marcatura riportata sull'acciaio con quella riportata sui certificati consegnati. La mancata marcatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile e, pertanto, le forniture dovranno essere rifiutate.

Il Direttore dei Lavori eseguirà i controlli di accettazione sull'acciaio consegnato in cantiere, in conformità con le indicazioni contenute nel D.M. 17.01.2018 al punto 11.3.2.12.

Il campionamento ed il controllo di accettazione dovranno essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale.

All'interno di ciascuna fornitura consegnata e per ogni diametro delle barre in essa contenuta, si dovrà procedere al campionamento di tre spezzoni di acciaio di lunghezza complessiva pari a 100 cm ciascuno, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi agli altri diametri della partita.

Non saranno accettati quei fasci di acciaio contenenti barre di differente marcatura.

Il prelievo dei campioni in cantiere e la consegna al Laboratorio Ufficiale incaricato dei controlli verrà effettuato dal Direttore dei Lavori o di un tecnico da lui delegato; la consegna delle barre di acciaio campionate, identificate mediante sigle o etichettature indelebili, dovrà essere accompagnata da una richiesta di prove sottoscritta dal Direttore dei Lavori.

La domanda di prove al Laboratorio Ufficiale dovrà essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e dovrà inoltre contenere precise indicazioni sulla tipologia di opera da realizzare.

Il controllo del materiale, eseguito in conformità alle prescrizioni del punto 11.3.2.12 di cui al precedente Decreto, riguarderà le proprietà meccaniche di resistenza e di allungamento.

Caratteristica	Valore Limite	Note
f_y *minimo*	425 N/mm^2	*per acciai B450A e B450C*
f_y *massimo*	572 N/mm^2	*per acciai B450A e B450C*
Agt minimo	≥ 6.0%	*Per acciai laminati a caldo*
Rottura/snervamento	$1.13 < f_t/f_y < 1.37$	*Per acciai laminati a caldo*
Piegamento/raddrizzamento	assenza di cricche	*per acciai B450A e B450C*

Tabella 5 – Valori limite per prove acciaio.

Qualora la determinazione del valore di una quantità fissata in termini di valore caratteristico crei una controversia, il valore dovrà essere verificato prelevando e provando tre provini da prodotti diversi nel lotto consegnato.

Se un risultato è minore del valore caratteristico prescritto, sia il provino che il metodo di prova devono essere esaminati attentamente. Se nel provino è presente un difetto o si ha ragione di credere che si sia verificato un errore durante la prova, il risultato della prova stessa deve essere ignorato. In questo caso occorrerà prelevare un ulteriore (singolo) provino.

Se i tre risultati validi della prova sono maggiori o uguali del prescritto valore caratteristico, il lotto consegnato deve essere considerato conforme.

Se i criteri sopra riportati non sono soddisfatti, dieci ulteriori provini devono essere prelevati da prodotti diversi del lotto in presenza del produttore o suo rappresentante che potrà

anche assistere all'esecuzione delle prove presso un laboratorio di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001.

Il lotto deve essere considerato conforme se la media dei risultati sui 10 ulteriori provini è maggiore del valore caratteristico e i singoli valori sono compresi tra il valore minimo e il valore massimo secondo quanto sopra riportato. In caso contrario il lotto deve essere respinto. Se all'interno della fornitura sono contenute anche reti elettrosaldate, il controllo di accettazione dovrà essere esteso anche a questi elementi. In particolare, a partire da tre differenti reti elettrosaldate verranno prelevati 3 campioni di dimensioni 100 x 100 cm.

Il controllo di accettazione riguarderà la prova di trazione su uno spezzone di filo comprendente almeno un nodo saldato, per la determinazione della tensione di rottura, della tensione di snervamento e dell'allungamento; inoltre, dovrà essere effettuata la prova di resistenza al distacco offerta dalla saldatura del nodo.

I controlli in cantiere sono facoltativi quando il prodotto utilizzato proviene da un Centro di trasformazione o luogo di lavorazione delle barre, nel quale sono stati effettuati tutti i controlli descritti in precedenza. In quest'ultimo caso, la spedizione del materiale deve essere accompagnata dalla certificazione attestante l'esecuzione delle prove di cui sopra.

Resta nella discrezionalità del Direttore dei Lavori effettuare tutti gli eventuali ulteriori controlli ritenuti opportuni (es. indice di aderenza, saldabilità).

Alla consegna in cantiere, l'Impresa appaltatrice avrà cura di depositare l'acciaio in luoghi protetti dagli agenti atmosferici.

3.3 Muratura portante

3.3.1 Caratteristiche tecniche e prestazionali

Gli elementi in muratura portante in progetto dovranno essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771 e, secondo quanto specificato al punto A del *paragrafo 11.1 del D.M. 17.01.2018*, recare marcatura CE, secondo adeguato sistema di attestazione della conformità e di verifica della costanza di prestazione con appartenenza almeno alla categoria II.

Ai fini dell'esecuzione dei presenti lavori potranno, quindi, essere impiegati solamente elementi resistenti in muratura portante, con percentuale di foratura $\phi \leq 45\%$ (elementi semipieni) conformi a quanto previsto dal *paragrafo 4.5.2.2. del D.M. 17.01.2018*.

La malta di nuovo apporto dovrà avere classe di resistenza minima M10 (10 N/mm^2), ai sensi della norma UNI EE 1015-11:2007 e secondo quanto previsto dal paragrafo *11.10.2.1 del*

D.M. 17.01.2018, mentre la muratura in opera dovrà avere le seguenti caratteristiche tecniche minime di resistenza:

- resistenza caratteristica a compressione del blocco: ≥ 8,0 N/mm^2;

La malta per l'esecuzione della muratura portante dovrà, inoltre, garantire prestazioni adeguate al suo impiego in termini di durabilità e di prestazioni meccaniche e dovrà essere conforme alla norma armonizzata UNI EN 998-2 e, secondo quanto specificato al punto A del *paragrafo 11.1 del D.M. 17.01.2018*, recare la marcatura CE, secondo adeguato sistema di attestazione della conformità (malta per usi strutturali).

Per la muratura in progetto, con funzione portante, è stato previsto, conformemente ai requisiti geometrici di cui al *paragrafo 7.8.1.4 delle N.T.C.*-2018, l'utilizzo di blocchi in cls con uno **spessore di 30 cm**.

3.3.2 Prove di accettazione

Oltre a quanto previsto al *punto A del paragrafo 11.1 del D.M. 17.01.2018*, il Direttore dei Lavori potrà far eseguire ulteriori prove di accettazione sugli elementi per muratura portante pervenuti in cantiere e sui collegamenti, secondo le metodologie di prova indicate nelle citate norme armonizzate e con lo scopo di accertare se gli elementi da mettere in opera abbiano le caratteristiche dichiarate dal produttore.

Le prove di accettazione di cui al presente paragrafo, ove attuate, dovranno essere eseguite e certificate presso un laboratorio di cui all'art. 59 del D.P.R. 380/2001, secondo le modalità di prova riportate nella UNI EN 772-1:2002. Il controllo di accettazione in cantiere sarà effettuato su almeno tre campioni costituiti ognuno da tre elementi da sottoporre a prova di compressione, secondo quanto prescritto al *punto 11.10.1.1* del D.M. 17.01.2018.

3.4 Legno per uso strutturale

3.4.1 Caratteristiche tecniche e prestazionali

Gli elementi in legno per uso strutturale adibiti alla realizzazione dell'orditura principale della copertura dell'edificio tecnico in corrispondenza della torre di presa in progetto dovranno risultare conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14081. In particolare, il legno massiccio dovrà essere prodotto in conformità alle norme UNI EN 338, UNI EN 1912, per legno di provenienza estera, ed UNI 11035 parti 1 e 2 per legno di provenienza italiana. L'eventuale fornitura di legno lamellare dovrà, invece, essere conforme alle norme UNI EN

14080, UNI EN 386, UNI EN 1194 (lamelle), UNI EN 13986 (pannelli a base di legno), UNI EN 301 (adesivi per elementi incollati in stabilimento) e UNI EN 384 (prove sperimentali).

Le caratteristiche tecniche prestazionali del legno previsto sono le seguenti:

- specie arborea: abete rosso (abete del nord);
- tipologia di lavorazione: legno massiccio Uso Fiume / Uso Trieste;
- classe minima di resistenza: C24 per i puntoni; C30 per la trave di colmo.
- categoria: S1.

Secondo quanto specificato al punto A del § 11.1 delle N.T.C.-2018, gli elementi strutturali in legno devono recare la Marcatura CE. Qualora non sia applicabile la marcatura CE, i produttori di elementi di legno massiccio per uso strutturale, secondo quanto specificato al punto B del § 11.1 delle N.T.C.-2018, devono essere qualificati al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, secondo la documentazione seguente:

- l'individuazione dello stabilimento cui l'istanza si riferisce;
- il tipo di elementi strutturali che l'azienda è in grado di produrre;
- l'organizzazione del sistema di rintracciabilità relativo alla produzione di legno strutturale;
- l'organizzazione del controllo interno di produzione, con l'individuazione di un "Direttore Tecnico della produzione" qualificato alla classificazione del legno strutturale ed all'incollaggio degli elementi ove pertinente;
- il marchio afferente al produttore specifico per la classe di prodotti "elementi di legno per uso strutturale".

I produttori di sistemi strutturali con struttura in legno, per i quali siano già disponibili Linee Guida ETA, dovranno adeguarsi a quanto prescritto al punto C del § 11.1 delle N.T.C.-2018.

I produttori sono, inoltre, tenuti ad inviare al Servizio Tecnico Centrale, ogni anno, i seguenti documenti:

a) una dichiarazione attestante la permanenza delle condizioni iniziali di idoneità della organizzazione del controllo interno di qualità o le eventuali modifiche;

b) i risultati dei controlli interni eseguiti nell'ultimo anno, per ciascun tipo di prodotto, da cui risulti anche il quantitativo di produzione.

Il mancato rispetto delle condizioni sopra indicate, accertato anche attraverso sopralluoghi, può comportare la decadenza della qualificazione.

Tutte le forniture di elementi in legno per uso strutturale devono riportare il marchio del produttore e essere accompagnate da una documentazione relativa alle caratteristiche tecniche del prodotto.

Il Direttore Tecnico della produzione, di comprovata esperienza e dotato di abilitazione professionale tramite apposito corso di formazione, assumerà le responsabilità relative alla rispondenza tra quanto prodotto e la documentazione depositata.

La produzione, fornitura e utilizzazione dei prodotti di legno e dei prodotti a base di legno per uso strutturale dovranno avvenire in applicazione di un sistema di assicurazione della qualità e di un sistema di rintracciabilità che copra la catena di distribuzione dal momento della prima classificazione e marcatura dei singoli componenti e/o semilavorati almeno fino al momento della prima messa in opera.

Il Direttore dei Lavori potrà rifiutare le eventuali forniture non conformi a quanto sopra prescritto.

3.4.2 Verifiche in accettazione

Le caratteristiche dei materiali, indicate nel progetto secondo le prescrizioni di cui ai precedenti paragrafi o secondo eventuali altre prescrizioni in funzione della specifica opera, devono essere garantite dai fornitori e/o produttori, per ciascuna fornitura di cantiere ai sensi del *paragrafo 11.7.10.2 delle N.T.C.-2018*.

Tutte le forniture di legno strutturale devono essere accompagnate da una copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici o marcature CE equivalente. L'attestato può essere utilizzato senza limitazione di tempo, finché permane la validità della qualificazione e vengono rispettate le prescrizioni periodiche di cui al *§ 11.7.10.1 delle N.T.C.-2018*. Sulla copia dell'attestato deve essere riportato il riferimento al documento di trasporto. Le forniture effettuate da un commerciante o da un trasformatore intermedio devono essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal Produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante o trasformatore intermedio. Il Direttore dei Lavori prima della messa in opera, verificherà quanto sopra indicato e potrà rifiutare le eventuali forniture non conformi.

Nel caso in cui tali prodotti, non soggetti o non recanti la marcatura CE, siano comunque provvisti di una certificazione di idoneità tecnica riconosciuta dalle rispettive Autorità estere competenti, il produttore potrà, in alternativa a quanto previsto al *§ 11.7.10.1* delle N.T.C., inoltrare al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici domanda intesa ad ottenere il riconoscimento dell'equivalenza della procedura adottata nel Paese di

origine depositando contestualmente la relativa documentazione per i prodotti da fornire con il corrispondente marchio. Tale equivalenza è sancita con decreto del Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ciascun prodotto qualificato deve, pertanto, costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marchiatura indelebile depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, conforme alla relativa norma armonizzata.

Ogni prodotto deve, inoltre, essere marchiato con identificativi diversi da quelli di prodotti aventi differenti caratteristiche, ma fabbricati nello stesso stabilimento e con identificativi differenti da quelli di prodotti con uguali caratteristiche ma fabbricati in altri stabilimenti, siano essi o meno dello stesso produttore. La marchiatura deve essere inalterabile nel tempo e senza possibilità di manomissione.

Comunque, per quanto possibile, anche in relazione alla destinazione d'uso del prodotto, il produttore è tenuto a marchiare ogni singolo pezzo. Ove ciò non sia possibile, per la specifica tipologia del prodotto, la marchiatura deve essere tale che prima dell'apertura dell'eventuale ultima e più piccola confezione il prodotto sia riconducibile al produttore, al tipo di legname nonché al lotto e alla data di classificazione.

PER LE ULTERIORI PRESCRIZIONI TECNICHE RELATIVE AI MATERIALI PER USO STRUTTURALE SI RIMANDA, INOLTRE, A QUANTO DETTAGLIATAMENTE PREVISTO DAL *CAPITOLO 11 DEL D.M. 17.01.2018 (N.T.C.-2018)* CHE QUI SI INTENDE RICHIAMATO E RECEPITO NELLA SUA TOTALITÀ.

4. Modellazione geotecnica del sito oggetto dei lavori

Il presente capitolo riporta la modellazione geotecnica e la stima dei parametri geomeccanici che caratterizzano il terreno sia a matrice granulare che rocciosa, interessato dai presenti lavori in conformità a quanto previsto dal *paragrafo 6.2.2. delle N.T.C.-2018*.

Le caratteristiche geotecniche del terreno sono state, in particolare, desunte con riferimento alla seguente documentazione:

1) alle indagini geognostiche del 2012 a corredo della progettazione degli *Interventi di riqualificazione dell'invaso di Pianfei*, eseguite dalla società Polo Geologico S.r.l.;
2) alle indagini svolte in sito nel mese di giugno 2017, contestualmente alla progettazione definitiva generale, allegate al presente progetto;
3) alle indagini geognostiche integrative svolte nei mesi di novembre 2018 e marzo 2019, allegate al presente progetto, costituite da quattro stendimenti sismici in onde P e un profilo sismico in onde S e da tre prove penetrometriche dinamiche;
4) alle prove di laboratorio sui campioni di roccia prelevati dai sondaggi "S1" e "S2", i cui risultati sono allegati alla presente relazione;
5) alla *Relazione Geologica* di progetto in data giugno 2019.

Si riporta, in particolare, nel seguito un estratto della documentazione geotecnica e stratigrafica relativa ai sondaggi di giugno 2017 (rif. punto 2), rimandando direttamente ai documenti specifici relativi ai punti 1), 3) e 4) per ulteriori approfondimenti e dettagli.



Figura 1 – Ubicazione sondaggi giugno 2017 (S1 e S2) su foto satellitare.

Sondaggio n°	Coordinate del punto di indagine (GPS – gradi decimali)	Metodologia di perforazione	Profondità (m)	N° prove SPT	Campioni prelevati	Tipo di strumentazione
S1	44.347150 7.708450	Carotaggio continuo	25.50	-	-	-
S2	44.347700 7.708400	Carotaggio continuo	25.10	-	-	-

Figura 2 – Tabella di sintesi dei sondaggi giugno 2017 (S1 e S2).

Il **sondaggio S1**, ubicato sul margine di monte del piazzale parcheggio posto in sinistra orografica dello sbarramento è stato spinto fino alla profondità di m 25,5 dal piano campagna; in quote assolute da circa 568,50 m s.l.m a circa 543,0 m s.l.m.

Il **sondaggio S2**, ubicato sul ciglio di monte dalla strada comunale di accesso, a circa 35 m dall'intersezione con la strada che percorre il coronamento del rilevato, è stato spinto fino alla profondità di m 25,1 dal piano campagna; in quote assolute da circa 566,6 m s.l.m a circa 541,5 m s.l.m.

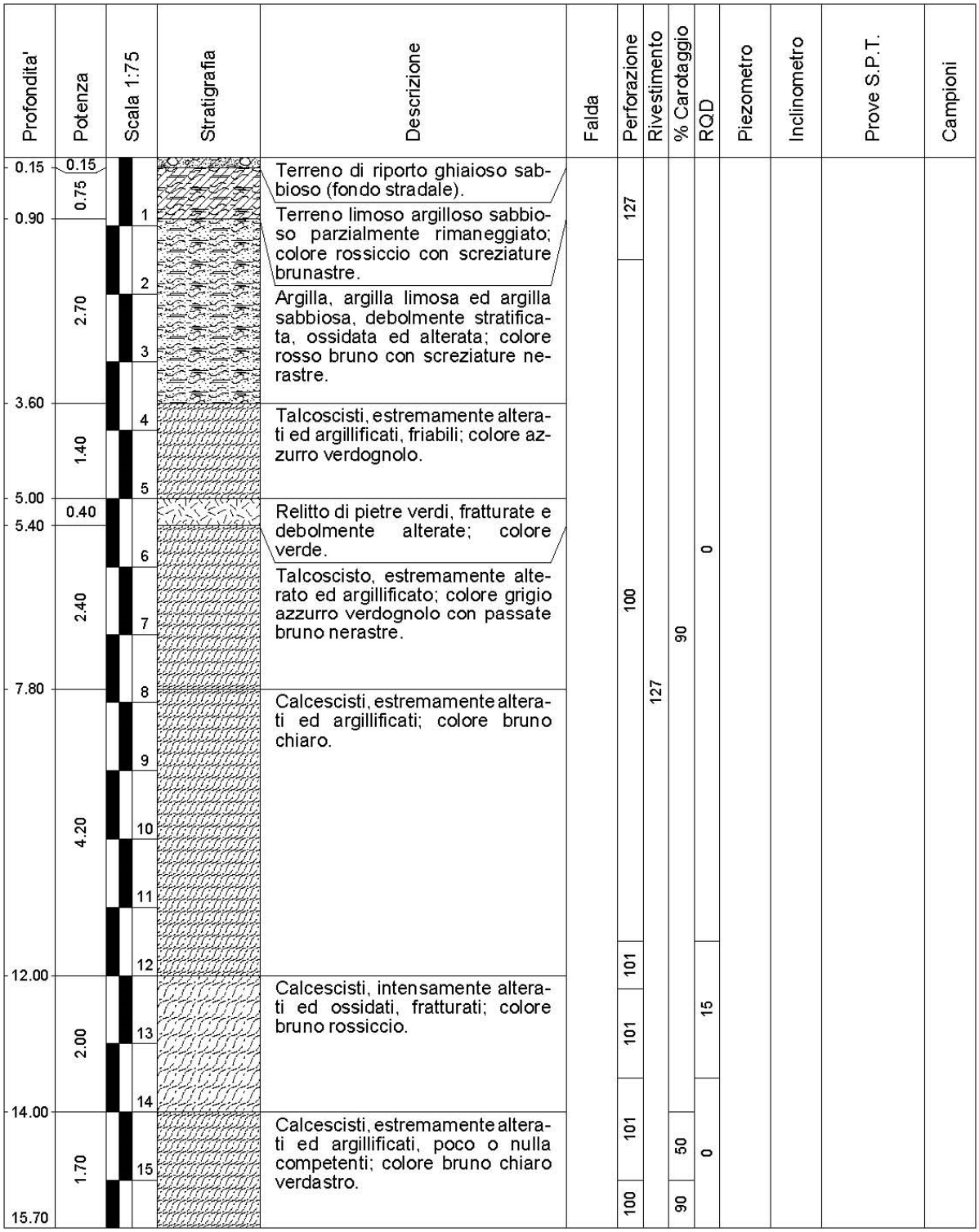


Figura 3a – Stratigrafia sondaggio S1 (da p.c. a -15,7 m).

Profondita'	Potenza	Scala 1:75	Stratigrafia	Descrizione	Falda	Perforazione	Rivestimento	% Carotaggio	RQD	Piezometro	Inclinometro	Prove S.P.T.	Campioni
15.70	0.70	16		Serpentinoscisti, intensamente alterati e parzialmente argillificati, fratturati, con patine di alterazione e riempimenti lungo le fratture; colore verde azzurrognolo.		101	127	90	25				
16.40	1.50	17		Serpentinoscisti, estremamente alterati ed argillificati, poco competenti; colore azzurro verdognolo con domini centimetrici bruno nerastri.		100			0				
17.90	7.60	18		Serpentiniti e serpentinoscisti, con accentuata fragilità secondo i piani di scistosità, fratturati, con fratture inclinate di circa 60° rispetto all'orizzontale, con patine di ossidazione. Sulle superfici di fratturazione sono riconoscibili lineazioni di scorrimento. Colore verde smeraldo.		101			85				
		19				101			25				
		20				101			40				
		21				101			50				
		22				101							
		23				101							
		24											
25.50		25											

Figura 3b – Stratigrafia sondaggio S1 (da -15,7 m a -25,5 m).



Figura 3c – Cassetta sondaggio S1 (da -21,0 m a -25,5 m).

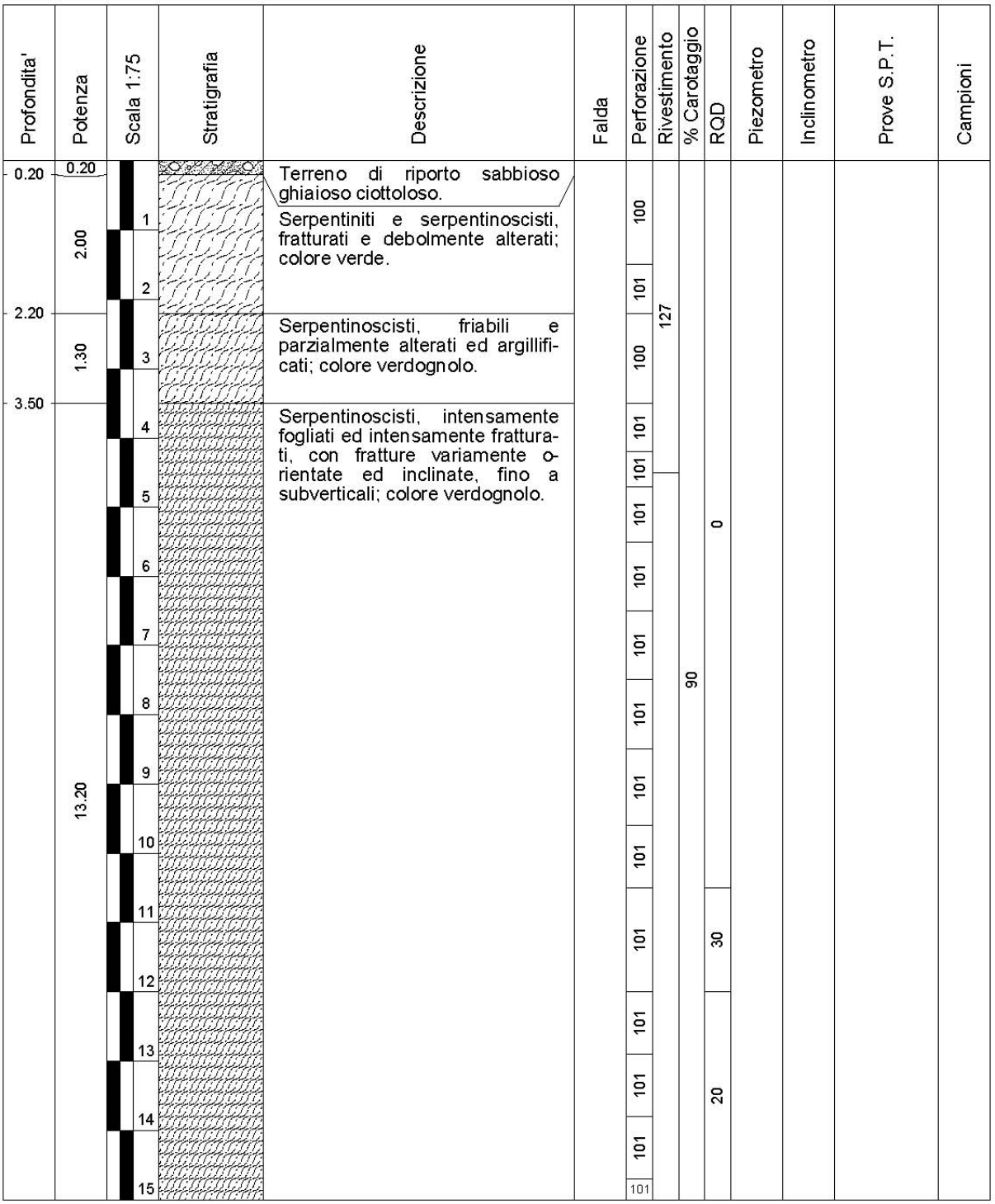


Figura 3d – Stratigrafia sondaggio S2 (da p.c. a -15,0 m).

Profondita'	Potenza	Scala 1:75	Stratigrafia	Descrizione	Falda	Perforazione	Rivestimento	% Carotaggio	RQD	Piezometro	Inclinometro	Prove S.P.T.	Campioni
	13.20	16		Serpentinoscisti, intensamente fogliati ed intensamente fratturati, con fratture variamente orientate ed inclinate, fino a subverticali; colore verdognolo.		101			20				
16.70		17		Serpentiniti, fratturate, con fratture inclinate di circa 20-30° rispetto alla verticale. Le fratture si presentano sia aperte con patine e sottili riempimenti argillosi, sia a tratti chiuse e ricementate. Presenza di domini di potenza da centimetrica a decimetrici di serpentinoscisti intensamente fogliati e debolmente argillificati. Colore verde smeraldo.		101			75				
		18				101							
		19				101		90					
		20				101							
	7.90	21				101			85				
		22				101							
		23				101							
		24				101							
24.60				Serpentinoscisti, intensamente fogliati ed argillificati, friabili (possibile presenza di una fascia milonitizzata); colore verdognolo.					0				
25.10	0.50	25											

Figura 3e – Stratigrafia sondaggio S2 (da -15,0 m a -25,1 m).



Figura 3f – Cassetta sondaggio S2 (da -19,8 m a -25,1 m).

In riferimento alle indagini effettuate in sito, emerge che i terreni indagati possono sinteticamente configurarsi come un multistrato costituito da tre distinte unità geotecniche e lito-stratigrafiche, variabili per potenza e posizione in funzione del tratto considerato:

- **Unità geotecnica I** – da p.c. a Orizzonte I: **copertura superficiale e roccia alterata** con proprietà geotecniche complessive mediocri e caratterizzata, in riferimento ai dati delle analisi geosismiche, da valori di velocità di onde P di circa 500-1500 m/s.
- **Unità geotecnica II** – da Orizzonte I a Orizzonte II: **roccia fratturata**, localmente alterata, con proprietà geotecniche discrete, progressivamente crescenti con la profondità e contraddistinta, in relazione ai dati delle analisi geosismiche, da valori di velocità di onde P di circa 1500-2500 m/s.
- **Unità geotecnica III** – scendendo in profondità dall' Orizzonte II: **roccia debolmente fratturata** costituente il substrato roccioso, caratterizzata da maggior consistenza e minore alterazione, dotata di caratteristiche geotecniche migliori e contraddistinta da onde P di velocità superiori a 2500 m/s (da 2500 m/s a 3500 m/s).

Le suddette unità geotecniche sono individuate e rappresentate nell'elaborato grafico di progetto ***Tavola n. 7***, unitamente all'ubicazione dei sondaggi "S1" ed "S2" ed ai risultati delle indagini geosismiche.

4.1 Caratterizzazione del terreno superficiale di natura granulare

La stima delle caratteristiche geotecniche della porzione di terreno più superficiale e a matrice prevalentemente granulare (non rocciosa o rocciosa alterata), rappresentata **dall'unità geotecnica I**, è stata effettuata con l'ausilio di una serie di 3 prove penetrometriche dinamiche svolte nell'ambito delle indagini geognostiche integrative di marzo 2019, allegate al progetto. Le prove hanno raggiunto profondità variabili da circa 3,6 m a circa 9,4 m dal piano campagna di riferimento, attraversando terreni costituiti in prevalenza da limi sabbiosi debolmente argillosi, a prevalente matrice granulare ma, comunque, dotati di un minimo grado di coesione.

Al netto del primo metro di terreno di riporto, che verrà asportato preliminarmente, si sono ottenuti valori di angolo d'attrito mediamente compresi tra circa 30° e circa 34°, con un **range caratteristico** prudenzialmente stimabile ed assunto ai fini dei calcoli **compreso tra 30° e 32°.**

La figura seguente riepiloga i risultati ottenuti dalle prove penetrometriche effettuate:

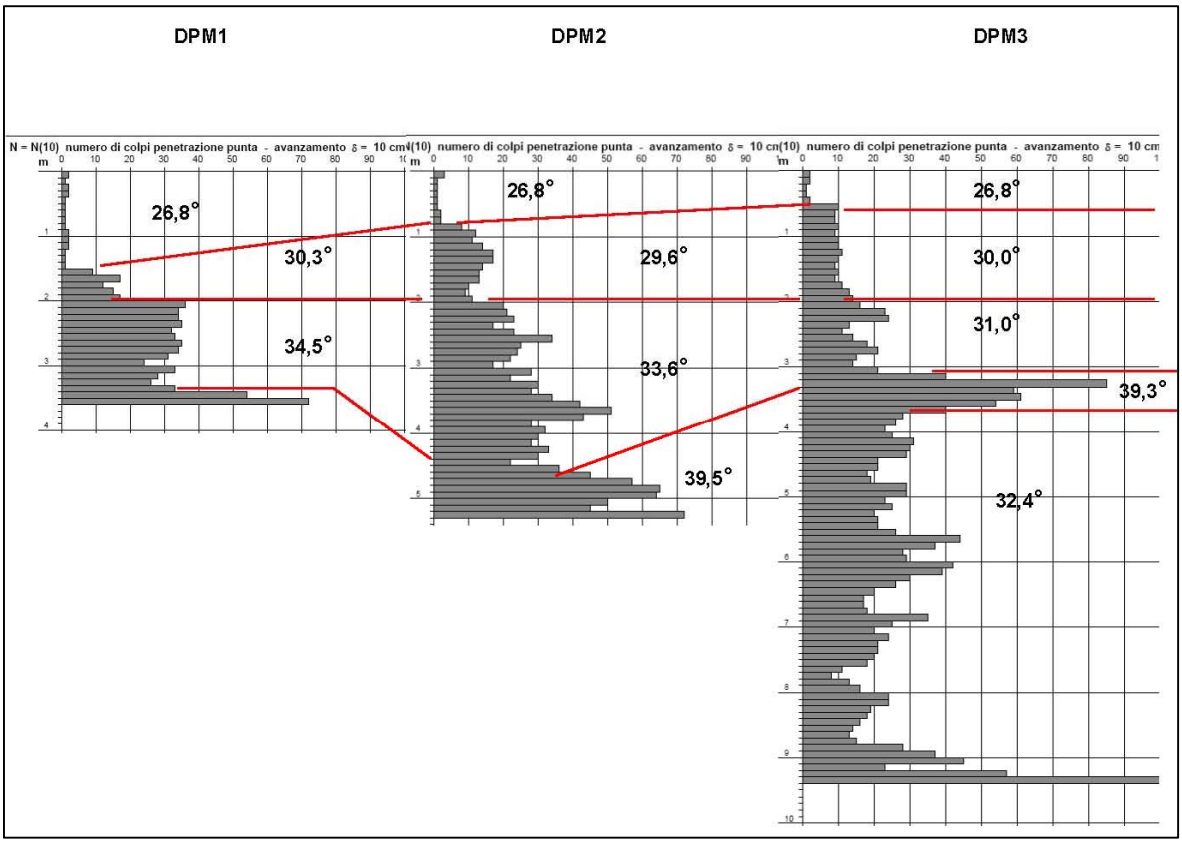


Figura 4 – Riepilogo risultati prove penetrometriche dinamiche marzo 2019.

4.2 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

Gli ammassi rocciosi sono strutture composte da una matrice intatta separata da giunti o discontinuità, serrate o più o meno aperte, a volte riempite da materiale di origine secondaria. Le discontinuità hanno, pertanto, una fondamentale importanza per il comportamento meccanico dell'ammasso roccioso che, dal punto di vista ingegneristico, viene assimilato ad un aggregato di blocchi, più o meno giustapposti.

La caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso consiste, quindi, nella definizione dei parametri geomeccanici e geometrici più significativi e nell'individuazione di un modello che meglio approssimi il comportamento dell'ammasso, assimilandolo ad un mezzo "continuo" equivalente. A tal fine sono stati introdotti, e via via aggiornati, specifici sistemi di classificazione tecnica degli ammassi rocciosi, noti come *RMR* e *Q*, allo scopo di caratterizzarne le proprietà meccaniche di resistenza, deformabilità e permeabilità, prescindendo dai parametri relativi ai carichi agenti sull'opera (condizioni idrauliche e stato di sforzo in situ), nonché dalle specifiche condizioni e funzioni dell'opera medesima.

Gli indici di caratterizzazione attualmente più utilizzati sono il *GSI* (derivato dalla predetta classifica tecnica *RMR*) e l'indice *Q'* (derivato dalla classifica tecnica *Q*).

Sono state, pertanto, proposte correlazioni, che consentono di valutare i parametri di resistenza, deformabilità e permeabilità di un ammasso a partire dagli indici *GSI e Q'*. Altre correlazioni consentono, inoltre, di stimare la qualità di una roccia sulla base della velocità delle onde elastiche entro l'ammasso.

La stima dei parametri di resistenza (angolo di attrito e coesione efficace) e di deformabilità (modulo elastico operativo) delle formazioni rocciose interessate dalle opere in progetto è stata effettuata mediante il criterio di *Hoek e Brown*, il quale verrà brevemente descritto ai paragrafi successivi.

Nella campagna di indagini integrative condotte per la progettazione esecutiva, al fine di consentire la caratterizzazione delle unità rocciose interessate dalle opere in progetto e rappresentate dalle **unità geotecniche II e III**, sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio su 4 campioni prelevati dai sondaggi "S1" ed "S2" eseguiti nel maggio 2017:

- determinazione del peso di volume;
- prove di compressione monoassiale con misura delle deformazioni e determinazione del Modulo di deformabilità e del coefficiente di Poisson.

I risultati delle prove di laboratorio, i cui certificati sono riportati in ***Allegato 1*** alla presente relazione, sono riassunti nella tabella seguente:

RISULTATI PROVE DI LABORATORIO GENNAIO 2019								
Sondaggio	**Campione**	**Profondità**	**Peso di volume**	**σ**	**E_t**	**E_s**	**ν_t**	**ν_s**
		(m)	(kN/m^3)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)
S1	C1	22,80	27,4	20,5	9508	1945	0,41	0,06
S1	C2	24,60	26,3	29,4	34498	32912	0,33	0,23
S2	C2	20,00	26,1	61,9	29635	26701	0,32	0,25
S2	C3	24,60	26,3	103,1	59880	28262	0,12	0,37

Tabella 6 – Risultati prove di compressione monoassiale sui campioni di roccia.

Dalle prove eseguite si possono trarre sinteticamente le seguenti conclusioni.

Il peso di volume è risultato in linea con i dati di letteratura relativi a rocce metamorfiche con un buon contenuto di minerali ferro-magnesici e costituite, nel caso in esame, da serpentiniti, serpentinoscisti e calcescisti. I valori del peso di volume sono risultati, quindi, variabili tra 27,4 e 26,1 kN/m^3 con un valore medio pari a circa 26,5 kN/m^3. Tali valori si riferiscono al campione privo di fessure; nelle considerazioni relative all'ammasso si è,

opportunamente, tenuto conto del reticolo di fessure che attraversa la roccia e che abbassa di conseguenza il peso di volume a grande scala (a livello di ammasso). Per tali ragioni, relativamente all'unità rocciosa maggiormente profonda, non alterata e debolmente fratturata, si è fatto riferimento ad un peso di volume a livello di ammasso pari a 26 kN/m^3. Il suddetto valore è stato, quindi, ulteriormente ridotto di circa il 10% (24 kN/m^3) per la caratterizzazione del peso di volume relativo all'unità rocciosa intermedia e caratterizzata da un maggior grado di fratturazione e scistosità. L'unità rocciosa più superficiale, caratterizzata da un maggior grado di alterazione e fratturazione è stata, invece, accorpata agli strati di terreno di copertura a matrice granulare attribuendogli, a favore di sicurezza, proprietà geotecniche analoghe.

I valori della resistenza a compressione, valutati attraverso le prove di resistenza a compressione monoassiale, sono risultati variabili tra circa 21 e 100 MPa, con un valore medio pari a circa 53,7 MPa. Il valore medio relativo al sondaggio "S1" risulta di circa 25 Mpa mentre il valore medio relativo al sondaggio "S2" risulta pari a circa 83 Mpa.

I valori del modulo di Young ricavati dalle prove di compressione monoassiale con misura delle deformazioni sono risultati anch'essi molto variabili, con una media di circa 33 GPa per il modulo tangente e circa 20 GPa per quello secante. Anche in questo caso la variabilità dipende dalle suddivisioni interne dei campioni considerando, peraltro, che la rottura avviene sempre in modo fragile (con una "esplosione" del provino).

Il coefficiente di Poisson tangente è risultato invece variabile, tra 0,12 e 0,41, con un valore medio di circa 0,30.

4.2.1 Classifica RMR e GSI

Una prima versione della classifica *RMR* è stata proposta da *Bieniawski nel 1973* e nel *1976*. Una seconda versione, con la modifica di alcuni parametri relativi soprattutto alla spaziatura e alle caratteristiche dei giunti, è stata proposta nel 1979 ed è stata ripresa da *Bieniawski (1989),* per cui essa è conosciuta come *RMR89.*

La valutazione dell'indice è ottenuta come somma di rating parziali relativi a caratteristiche della roccia e dei giunti, come illustrato in *tabella 7.1*. Il valore così ottenuto, che può essere definito come RMR intrinseco, nelle applicazioni progettuali (ad esempio per la valutazione delle opere di sostegno in galleria) viene corretto con un fattore additivo (nullo o negativo) che tiene conto della orientazione più o meno sfavorevole dei giunti rispetto alla direzione della galleria.

In questa sede, ci si sofferma esclusivamente alla individuazione dei rating parziali ai fini della classificazione dell'ammasso. Conseguentemente il valore di RMR intrinseco, include

il “rating” relativo alle condizioni idrauliche in quanto esse entrano nei carichi agenti e nelle condizioni di resistenza che vengono espresse in termini di sforzi efficaci.

Per una migliore stima della qualità “intrinseca” dell'ammasso roccioso e per utilizzare gli indici allo scopo di ricavare i parametri di resistenza e deformabilità, *Hoek et al. (1995)* hanno suggerito di utilizzare la versione della classifica RMR pubblicata nel 1976, escludendo l'influenza dell'orientazione dei giunti e attribuendo un valore costante e pari a 10 al fattore che nella versione originaria tiene conto dell'influenza dell'acqua (*tabella 7.2*). L'indice di qualità così ottenuto viene definito *GSI (Geotechnical Strength Index),* che può anche determinarsi come $GSI = RMR_{1989} - 5$.

PARAMETER			RANGE OF VALUES						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 8 MPa	4÷8 MPa	2÷4 MPa	1÷2 MPa	For this low range uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 200 MPa	100÷200 MPa	50÷100 MPa	25÷50 MPa	10÷25 MPa	3÷10 MPa	1÷3 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90%÷100%	75%÷90%	50%÷75%	25%÷50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of joints		> 2 m	0.6÷2 m	0.2÷0.6 m	60÷200 mm	<60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of joints		Very rough surfaces Not continuous No separation Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Soft joint wall contact	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Joints open 1÷5 mm Continuous joints	Soft gouge > 5 mm thich or Joints open > 5 mm Continuous joints		
4	Rating		30	25	20	10	0		
5	Hydraulic Conditions Inflow (l/min 10m behind the face)		No water	<10	10÷125	>25÷125	>125		
			15	10	7	0	0		

Tabella 7.1 – Determinazione dell’indice RMR (1989).

PARAMETER			RANGE OF VALUES						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 8 MPa	4÷8 MPa	2÷4 MPa	1÷2 MPa	For this low range uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 200 MPa	100÷200 MPa	50÷100 MPa	25÷50 MPa	10÷25 MPa	3÷10 MPa	1÷3 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90%÷100%	75%÷90%	50%÷75%	25%÷50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of joints		> 3 m	1÷3 m	0.3÷1 m	50÷300 mm	< 50 mm		
	Rating		30	25	20	10	5		
4	Condition of joints		Very rough surfaces Not continuous No separation Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Soft joint wall contact	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Joints open 1÷5 mm Continuous joints	Soft gouge > 5 mm thich or Joints open > 5 mm Continuous joints		
4	Rating		25	20	12	6	0		
5	Rating		10						

Tabella 7.2 – Determinazione dell'indice GSI (RMR '76).

Una stima più rapida dell'indice GSI può anche essere effettuata adottando la seguente *tabella 7.3* in relazione al grado di fatturazione e alle condizioni dei giunti. Il giudizio si basa sostanzialmente sulla intensità della fratturazione e sulle condizioni di allentamento da un lato e sulle caratteristiche delle superfici dei giunti dall'altro, mentre viene trascurato l'effetto della resistenza del materiale roccioso.

E' da tenere presente che la tabella fornisce una stima corretta se la roccia esposta è stata scoperta con tecniche di scavo cautelative (smooth blasting, presplitting). In caso contrario (scavo di produzione in cava ad esempio) il vero valore di GSI potrebbe essere spostato verso l'alto per l'altezza di una striscia. Se poi lo scavo è rimasto per lungo tempo esposto agli agenti atmosferici si può ritenere sia avvenuto un allentamento dei giunti e quindi uno spostamento del punto rappresentativo verso destra di una colonna.

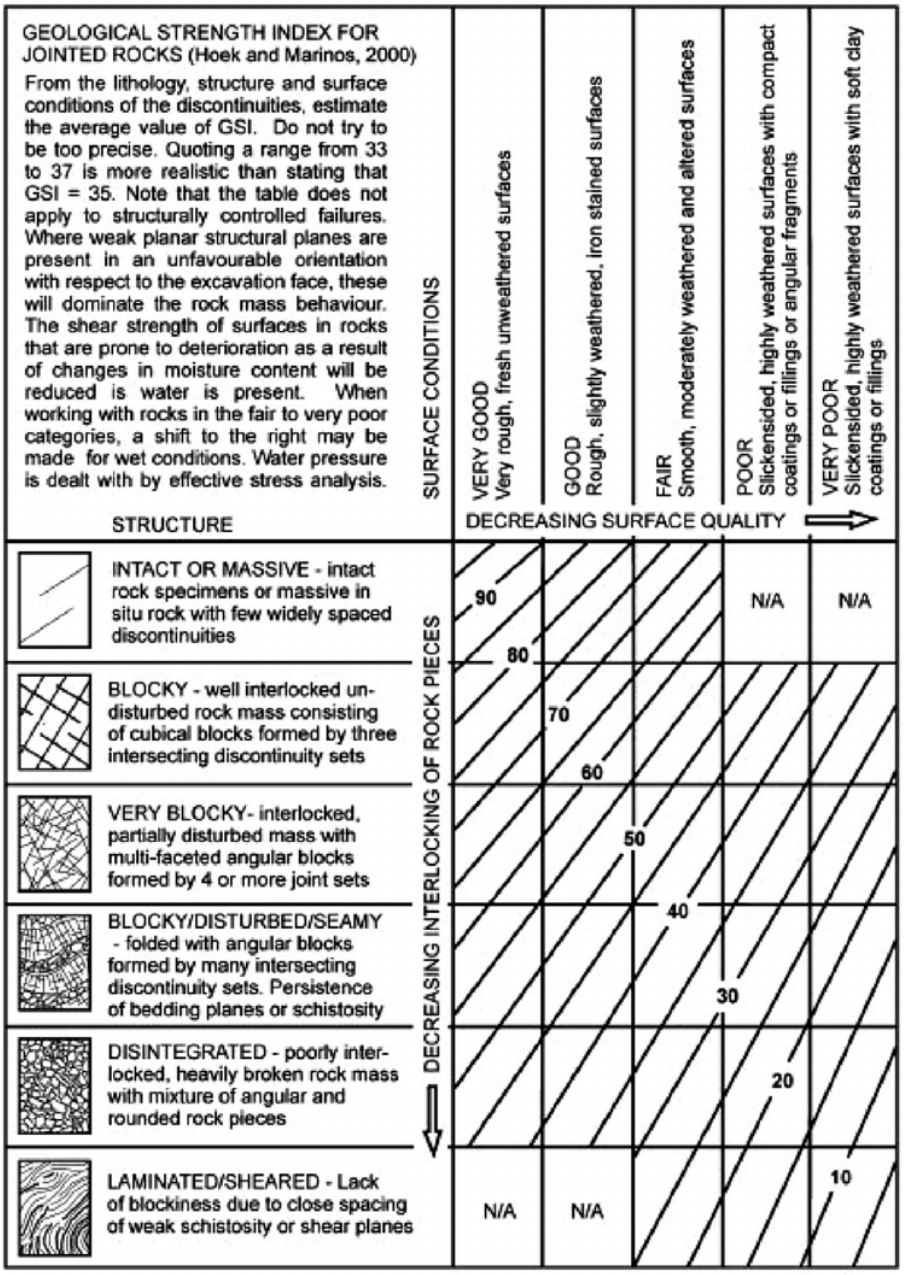


Tabella 7.3/a – Classificazione GSI (da Hoek).

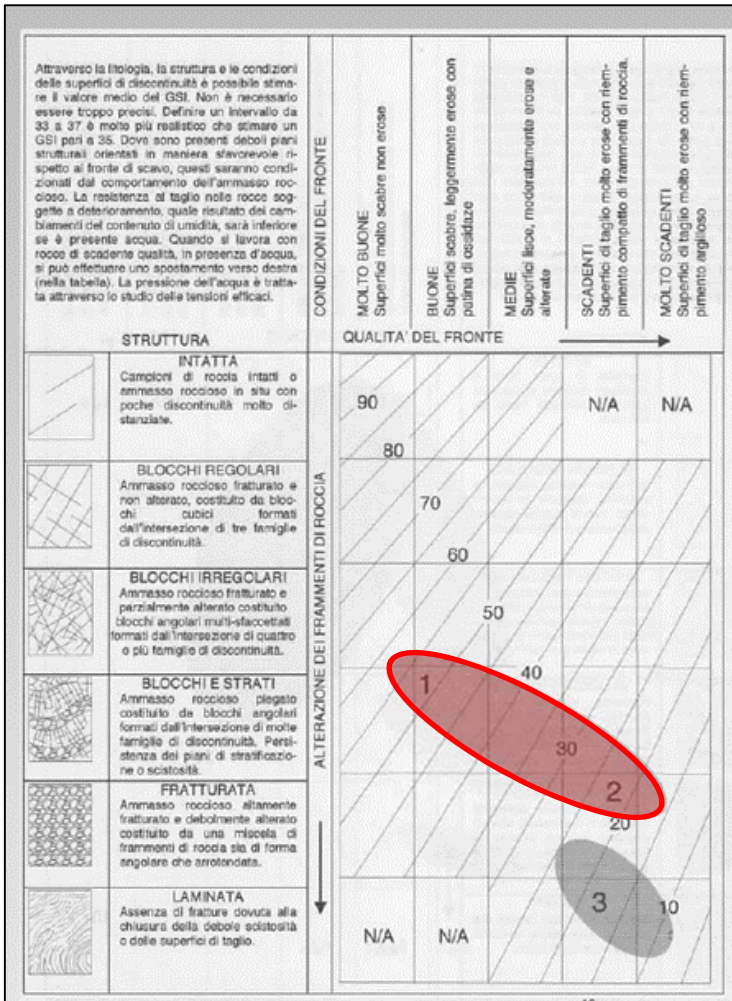


Fig. 12.12 Comuni intervalli del valore del parametro GSI per scisti[16] tipici

[16] 1 Micascisti, Scisti, Calcoscisti; 2 Filladi, Cloritoscisiti; 3 Scisti molto disturbati.

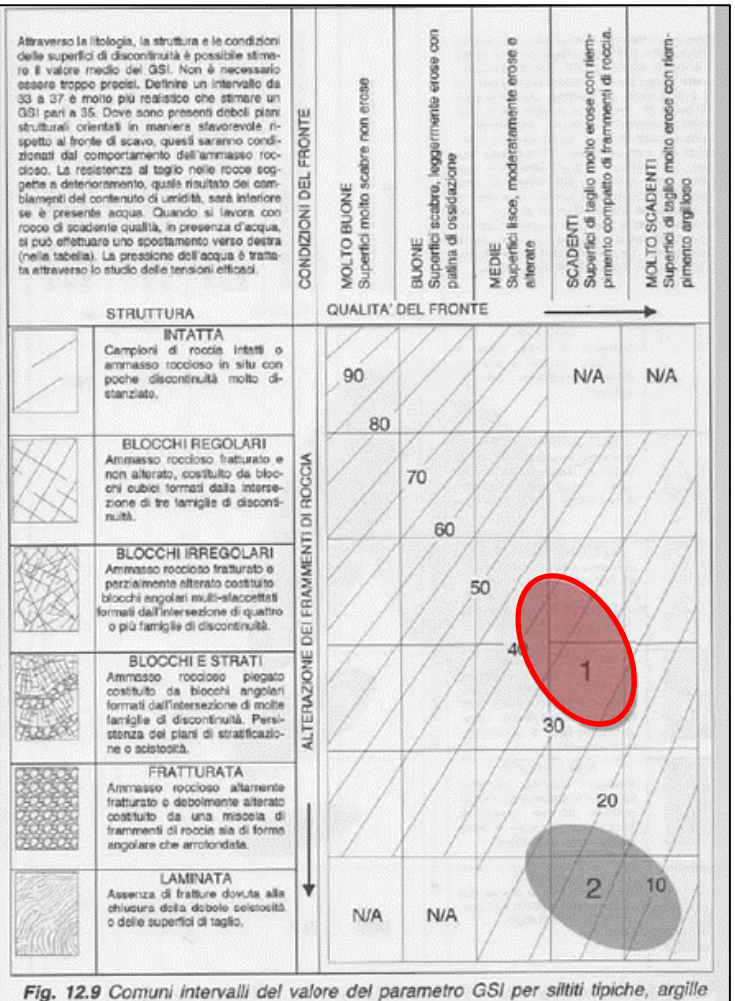


Fig. 12.9 Comuni intervalli del valore del parametro GSI per siltiti tipiche, argille scisti argillosi[14]

[14] 1 Stratificate, foliate, fratturate; 2 Scagliose, brecciate. Queste rocce tenere son classificate attraverso i valori del parametro GSI in relazione ai processi tettonici. I

Tabella 7.3/b – Comuni intervalli di GSI per scisti tipici e scisti argillosi.

4.2.2 Indice Q (classificazione del Norwegian Geotechnical Institute)

La classificazione geomeccanica del *Norwegian Geotechnical Institute* è stata messa a punto da *Barton, Lien e Lunde nel 1974*. L'indice Q è dato da:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \cdot \frac{\sigma_c}{100}$$

Il primo rapporto nella espressione di Q descrive le condizioni di fratturazione; il parametro J*n* cresce all'aumentare del numero di sistemi di giunto presenti nell'ammasso per tener conto della maggior mobilità dei blocchi in queste condizioni.

I parametri J*r* e J*a* descrivono rispettivamente la scabrezza e le caratteristiche sia di alterazione delle pareti sia del riempimento del giunto.

Infine il parametro J*w* descrive le condizioni idrauliche presenti (mediante il livello della pressione idrostatica o l'entità dell'afflusso di acqua in galleria) e il parametro *SRF* la severità dello sforzo mediante il rapporto tra lo stato di sforzo naturale e la resistenza della roccia.

L'equazione tiene, infine, conto del fattore di normalizzazione della resistenza a compressione monoassiale ottenuto dalle prove di laboratorio.

Nella *tabella 7.4* vengono riportati i rating parziali atti a determinare l'indice Q.

	DESCRIPTION	VALUE
1.	**ROCK QUALITY DESIGNATION**	**RQD**
A.	Very poor	0÷25
B.	Poor	25÷50
C.	Fair	50÷75
D.	Good	75÷90
E.	Excellent	90÷100
2.	**JOINT SET NUMBER**	**J_n**
A.	Massive, no or few joints	0.5÷1.0
B.	One joint set	2
C.	One joint set plus random	3
D.	Two joint sets	4
E.	Two joint sets plus random	6
F.	Three joint sets	9
G.	Three joint sets plus random	12
H.	Four or more joint sets, random, heavily jointed, sugar cube', etc.	15
J.	Crushed rock, earthlike	20

	DESCRIPTION	VALUE
4.	**JOINT ALTERATION NUMBER** a. Rock wall contact	**J_a**
A.	Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75
B.	Unaltered joint walls, surface staining only	1.0
C.	Slightly altered joint walls or non softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0
D.	Silty, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non softening)	3.0
E.	Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (discontinuous coatings. 1÷2 mm or less in thickness)	4.0
	b. Rock wall contact before 10 cm shear	
F.	Sandy particles, clay-free, disintegrating rock, etc.	4.0

3.	**JOINT ROUGHNESS NUMBER**	**J_r**
	a. Rock wall contact b. Rock wall contact before 10 cm shear	
A.	Discontinuous joints	4
B.	Rough and irregular, undulating	3
C.	Smooth undulating	2
D.	Slickensided undulating	1.5
E.	Rough or irregular, planar	1.5
F.	Smooth, planar	1.0
G.	Slickensided, planar	0.5
H.	Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)
J.	Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)

G.	Strongly over-consolidated, non softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0
H.	Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5mm thick)	8.0
J	Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_n depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water	8.0÷12.0
	c. No rock wall contact when sheared	
K.	Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H and J for clay conditions)	6.0÷12.0
L.	Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0
M.	Thick continuous zones or bands of clay (see G, H and J for clay conditions)	10.0÷20.0

5.	**STRESS REDUCTION FACTOR** a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass	**SRF**
A.	Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10.0
B	Single-weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation < 50 m)	5.0
C	Single-weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50 m)	2.5
D.	Multiple-shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (any depth)	7.5
E.	Single-shear zones in competent rock (clay-free), (depth of excavation < 50 m)	5.0
F.	Single-shear zones in competent rock (clay-free), (depth of excavation > 50 m)	2.5
G.	Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube", etc. (any depth)	5.0
	b. Competent rock, rock stress problems	
H.	Low stress, near surface	2.5
J.	Medium stress σ_c/σ_1 = 200-10	1.0
K.	High-stress, very tight structure σ_c/σ_1 = 10-5	0.5÷2
L.	Mild rock burst (massive rock) σ_c/σ_1 = 5-2.5	5÷10
M	Heavy rock burst (massive rock) σ_c/σ_1 < 2.5	10÷20

6.	**JOINT WATER REDUCTION FACTOR**	**J_w**
A:	Dry excavations or minor inflow, i.e., 5 l/min locally	1
B	Medium inflow or pressure occasional outwash of joint fillings; water pressure <1 bar	0.66
C	Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints; water pressure 1÷2.5 bar	0.5
D	Large inflow or high pressure considerable outwash of joint fillings; water pressure 2.5÷10 bar	0.33
E	Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time; water pressure 2.5÷10 bar	0.2÷0.1
F	Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay; water pressure >10 bar	0.1÷0.05

Tabella 7.4 – Determinazione dell'indice Q.

Anche in questo caso per ottenere un indice, Q', che rappresenti la qualità intrinseca dell'ammasso roccioso, piuttosto che le condizioni di stabilità di uno scavo, si possono eliminare i termini che rappresentano le condizioni idrauliche e la severità dello sforzo.

L'indice di caratterizzazione così ottenuto, indicato con Q', diviene quindi:

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{\sigma_c}{100}$$

4.2.3 Correlazioni tra gli indici

Sulla base dei dati sperimentali raccolti in vari siti sono state nel tempo proposte le seguenti correlazioni, rappresentate in *figura 4*:

- Bieniawski (1989): RMR = 9 x ln Q + 44
- Barton (1995): RMR = 50 + 15 log Q

Sia Bieniawski sia Hoek consigliano di utilizzare entrambe le classifiche RMR e Q, perché ciascuna di esse può mettere in evidenza aspetti diversi del comportamento dell'ammasso.

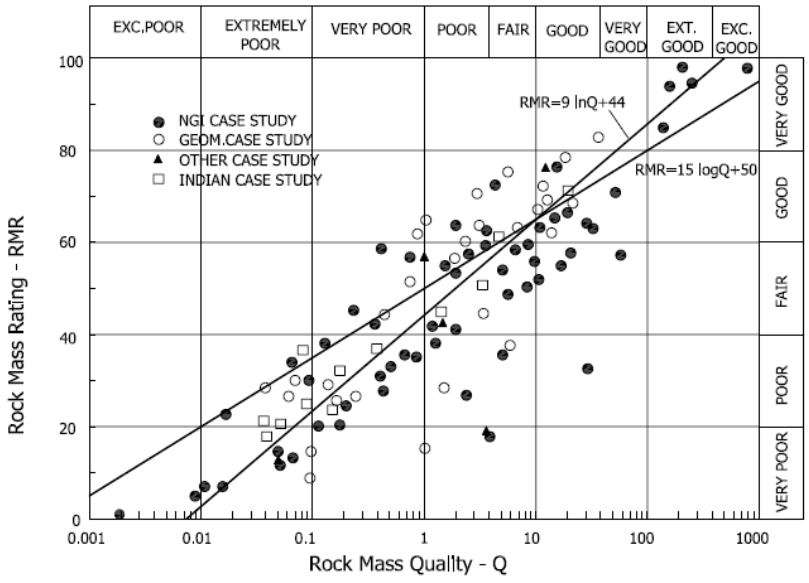


Figura 5 – Correlazione tra gli indici di qualità RMR e Q.

Correlazioni analoghe sono applicabili anche agli indici GSI e Q', in base ai valori delle velocità sismica in sito. In particolare per gli ammassi a modesta profondità *Barton e Grimstad (1994)* hanno proposto la seguente relazione:

log Q' = (Vp – 3.5) (con Vp in km/s)

La precedente espressione, utilizzando la correlazione tra RMR, GSI e Q', diviene:

GSI = 15 Vp - 7.5

4.2.4 Zonazione dell'ammasso roccioso

Sulla base dei dati a disposizione e riepilogati nei paragrafi che precedono, per gli ammassi rocciosi in esame, relativi alle unità geotecniche II e III si possono sinteticamente stimare i seguenti valori (campiti in giallo nelle tabelle 7.2, 7.3 e 7.4):
La valutazione dell'indice GSI può essere, quindi, effettuata nel modo seguente:

Parametro	**Unità geotecnica II** (valori medi rappresentativi)	**Unità geotecnica III** (valori medi rappresentativi)
1) Resistenza della roccia	(4+2)/2 ≅ 3	7
2) RQD	(8+3)/2 ≅ 5	(8+13)/2 ≅ 10
3) spaziatura discontinuità	5	10
4) Condizioni discontinuità	6	6
5) Condizioni idrogeologiche	10 (default)	10 (default)
6) Orientazione discontinuità	0 (default)	0 (default)
Valore GSI	**29**	**43**

La valutazione dell'indice Q' può essere, invece, effettuata come segue:

Caratteristica	**Unità geotecnica II** (valori medi rappresentativi)	**Unità geotecnica III** (valori medi rappresentativi)
RQD	20	60
J_n	12	12
J_r	1,5	2,0
J_a	4,0	2,5
Valore Q'	≅ 0,6	≅ 4,0
Classe dell'ammasso roccioso	VI÷VII (da scadente a molto scadente)	V (mediocre)
σ_c / 100	0,3	0,6
Valore Q' normalizzato	≅ 0,2	≅ 2,4
RMR89 (medio)	**34**	**53**

A tali valori di RMR89 riportati nella tabella soprastante corrisponderebbero a loro volta valori di **GSI rispettivamente di circa 29 per l'unità geotecnica II e di 48 per l'unità III**, del tutto in linea con i valori in precedenza stimati.

Sulla base delle velocità delle onde sismiche registrate con il complesso delle indagini geofisiche condotte, il valore di GSI può, infine, essere stimato secondo la relazione pure riportata al *paragrafo 4.4.*

In particolare si ricorda che dalle prove in situ sono stati individuati (oltre lo strato di

coltre di copertura e quello di roccia alterata più superficiale) i seguenti due range di valori delle velocità delle onde sismiche:

- Unità geotecnica II: Vp ≅ 1500 ÷ 2500 m/s;
- Unità geotecnica III: Vp ≅ 3000 ÷ 3500 m/s;

In base a tali riscontri si ottiene pertanto:

- **GSI unità geotecnica II** = 15 x Vp - 7,5 ≅ 23 ÷ 30
- **GSI unità geotecnica III** = 15 x Vp - 7,5 ≅ 38 ÷ 45

In definitiva, tenendo conto del grado di approssimazione con cui vengono stimati i suddetti parametri, per la progettazione delle opere si è cautelativamente fatto riferimento ai seguenti campi di valori:

- Per le porzioni di ammasso fratturate, localmente alterate, più o meno superficiali, relative all'**unità geotecnica II**:
  - $\sigma_c \cong 21 \div 29$ Mpa (utilizzati il valore minimo e massimo relativi al sondaggio "S1");
  - GSI ≅ 30
- Per le porzioni di ammasso relativamente profonde, debolmente fratturate, relative all'**unità geotecnica III**:
  - $\sigma_c \cong 62$ Mpa (utilizzato il valore minimo relativo al sondaggio "S2");
  - GSI ≅ 40

4.2.5 Stima dei parametri di resistenza e di deformabilità

La **caratterizzazione meccanica** dell'ammasso roccioso è stata effettuata adottato il criterio di resistenza non lineare di *Hoek e Brown (1980,)* generalmente adottato per gli ammassi rocciosi e contraddistinto, nel piano di Mohr, da una marcata curvatura con concavità verso il basso; tale criterio comporta che, a modeste pressioni di confinamento, la superficie di rottura tende a seguire piani di discontinuità con giacitura prossima a quella di rottura, mentre ad elevate sollecitazioni la rottura interessa porzioni più estese di roccia integra.

In termini di sollecitazioni principali efficaci σ'_1 e σ'_3 il criterio di resistenza è espresso dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} \sigma_1' &= \sigma_3' + \left\{ m_i \sigma_c \sigma_3' + s_i \sigma_c^2 \right\}^{1/2} \qquad \text{materiale roccioso} \\ \sigma_1' &= \sigma_3' + \left\{ m_a \sigma_c \sigma_3' + s_a \sigma_c^2 \right\}^{1/2} \qquad \text{ammasso roccioso} \end{aligned} \qquad [1]$$

in cui σ_c è la resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso e m ed s sono due parametri legati alla resistenza, rispettivamente di tipo attritivo e di tipo coesivo.

Per il materiale roccioso viene usualmente assunto $s_i = 1$.

La resistenza a compressione uniassiale σ_{ca} e quella a trazione σ_{ta} dell'ammasso roccioso risultano rispettivamente pari a:

$$\sigma_{ca} = \sqrt{s_a}\,\sigma_c$$
$$\sigma_{ta} = \frac{\sigma_c}{2}\left(m_a - \sqrt{m_a^2 + 4s_a} \right)$$

Il criterio, parte dalle caratteristiche meccaniche della roccia intatta, per poi introdurre dei coefficienti correttivi per tenere conto delle caratteristiche dei giunti dell'ammasso.

Per tenere conto di effetti di disturbo dell'ammasso, Hoek ha introdotto un criterio di rottura modificato e successivamente "generalizzato" in cui nell'equazione [1] è stato introdotto un coefficiente "a" per adattare meglio la forma della curva nel piano di Mohr.

In tal modo la [1] diventa:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \left\{ m_i \sigma_c \sigma_3' + s_i \sigma_c^2 \right\}^a \qquad \text{materiale roccioso}$$
$$\sigma_1' = \sigma_3' + \left\{ m_a \sigma_c \sigma_3' + s_a \sigma_c^2 \right\}^a \qquad \text{ammasso roccioso}$$

Hoek e Brown (1980), per stimare i valori di m_a e sa dell'ammasso roccioso a partire dall'indice GSI, hanno proposto le seguenti relazioni:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28} \right) \qquad s_b = s_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{9} \right)$$

Più recentemente (*Hoek, Carranza-Torres and Corkum, 2002*), al fine di tenere conto di effetti di disturbo o allentamento dell'ammasso, i valori di m_b, s e a sono stati ricavati dalle seguenti espressioni:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \qquad s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \qquad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

dove:

- m_i è una costante adimensionale dipendente dal tipo litologico, ovvero dal tipo di roccia e dalla tessitura e legata al grado di interlocking della matrice; per rocce metamorfiche a matrice scistosa, in relazione ai dati proposti in letteratura, può essere assunto variabile tra 4 e 8; nei calcoli si assumerà $m_i = 6$.
- D è un coefficiente che tiene conto dell'effetto di disturbo in seguito all'abbattimento della roccia con esplosivo o con altri metodi di escavazione e perforazione tratta da Hoek.

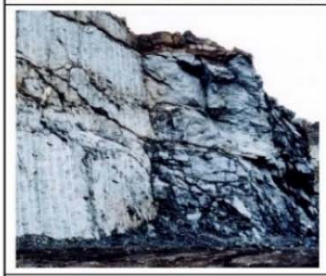
Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

Tabella 8 – Definizione dell'indice di disturbo D (da Hoek).

Mentre le relazioni valide per un ammasso roccioso disturbato sono idonee per le valutazioni di stabilità dei fronti di scavo ottenuti mediante abbattimento con esplosivo, per la valutazione di stabilità per l'ammasso interessato dalle opere in progetto, in dipendenza della riduzione dell'allentamento derivante sia dall'impiego di tecniche di scavo più caute che per

l'effetto delle opere di contenimento provvisionali sarebbe anche possibile non tenere conto di fattori riduttivi specifici (D = 0). Con tale impostazione è stato, quindi, valutato di applicare cautelativamente e a favore di sicurezza un coefficiente D comunque variabile tra 0,5 e 0,8 per tenere in conto anche delle lavorazioni che potrebbero potenzialmente risentire di questo disturbo in quanto interagenti con volumi di roccia più superficiali o, comunque, caratterizzati da proprietà geotecniche di ammasso mediocri o maggiormente scadenti, più sensibili alle azioni di scavo meccanizzato.

Ai fini delle verifiche di stabilità, il criterio di Hoek e Brown viene più convenientemente espresso in termini di curva intrinseca τ - σ'_n anziché in termini di sforzi principali, correlando in base a relazioni geometriche, lo sforzo di taglio in funzione della sollecitazione normale. Lo sforzo normale e di taglio sono correlati agli sforzi principali dalle relazioni (*Balmer, 1952*):

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{d\sigma'_1 / d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1 / d\sigma'_3 + 1}$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \frac{\sqrt{d\sigma'_1 / d\sigma'_3}}{d\sigma'_1 / d\sigma'_3 + 1}$$

dove

$$d\sigma'_1 / d\sigma'_3 = 1 + am_b(m_b\sigma'_3 / \sigma_c + s)^{a-1}$$

Per il calcolo dei parametri di resistenza espressi in termini di coesione ed angolo di attrito efficaci lo stesso *Hoek (1980)* ha proposto la seguente procedura di calcolo:

$$\varphi' = arcsen\left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}\right]$$

$$c' = \frac{\sigma_c[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n})](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})/(1+a)(2+a)}}$$

dove

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_c$$

Il valore di σ'_{3max} è il limite superiore della tensione di confinamento per il quale viene considerata la correlazione tra il criterio di *Hoek-Brown e di Mohr-Coulomb*.

La **stima della deformabilità** dell'ammasso roccioso è stata effettuata applicando la relazione proposta da *Hoek et al. (1995),* modificando la relazione originaria di *Barton (1995),* introducendo un termine direttamente collegato alle proprietà del materiale roccioso. Tenendo conto anche della sostituzione dell'indice di caratterizzazione GSI all'indice RMR, si ha:

$$E_d\ (\text{GPa}) = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \qquad \text{per } \sigma_c < 100 \text{ MPa}$$

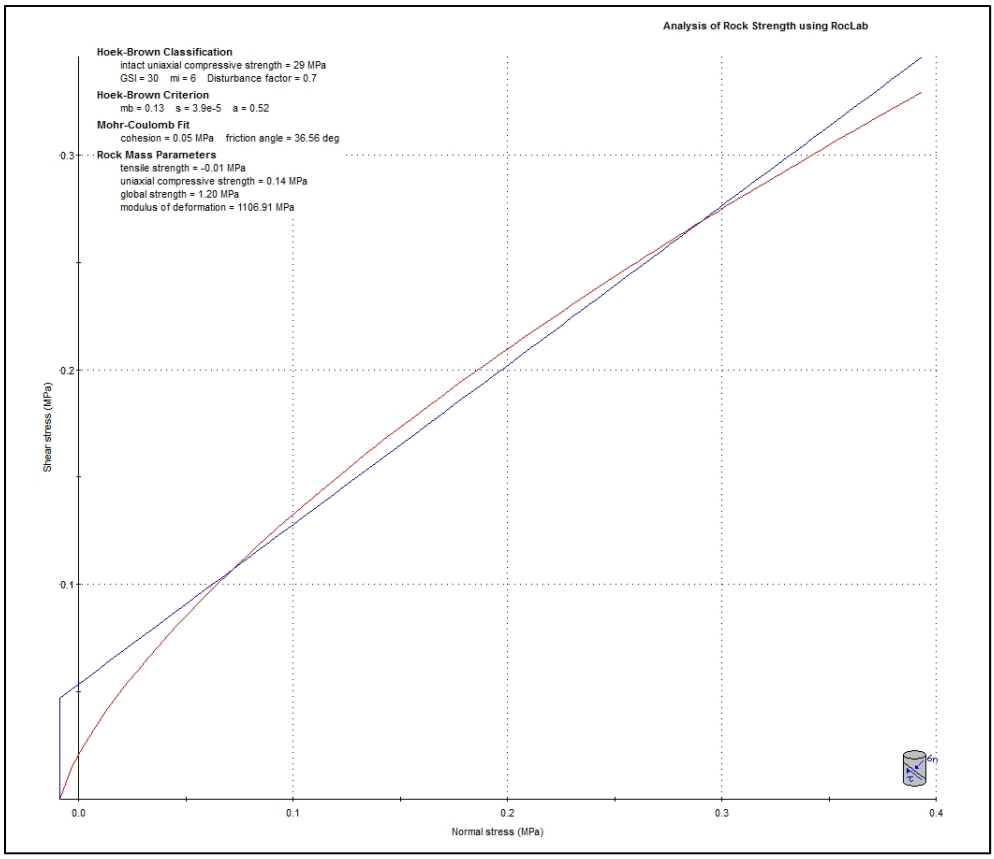
Una modifica dello stesso tipo è stata introdotta da *Barton (1999).*

$$E_d(GPa) = 10\left(Q' \cdot \frac{\sigma_c}{100}\right)^{1/3} \qquad \text{per } \sigma_c < 100 \text{ MPa}$$

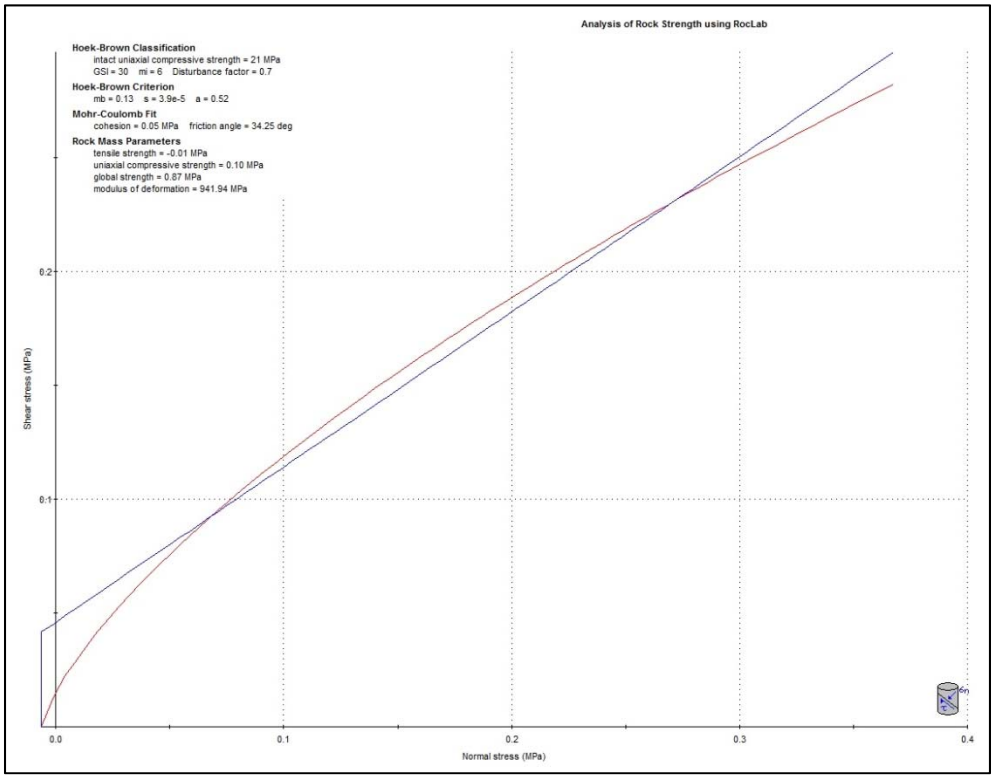
In definitiva, sulla base delle predette stime e correlazioni per gli ammassi rocciosi identificabili dalle unità geotecniche II e III possono stimarsi i seguenti campi di valori caratteristici, per ciascuno dei due campi individuati (GSI = 30 e GSI = 40). L'elaborazione dell'insieme di dati è stata svolta secondo la formulazione di Hoek, svolta con il programma *RocLab* prodotto e distribuito da *Rocscience Inc.* di Toronto (Canada).

Le immagini seguenti riportano, quindi, le curve intrinseche ed i valori dell'angolo di attrito, della coesione efficace e del modulo elastico operativo in funzione dello sforzo normale efficace desunto dalle prove di compressione monoassiale effettuate presso laboratorio autorizzato, del fattore litologico m_i e del coefficiente di disturbo D.

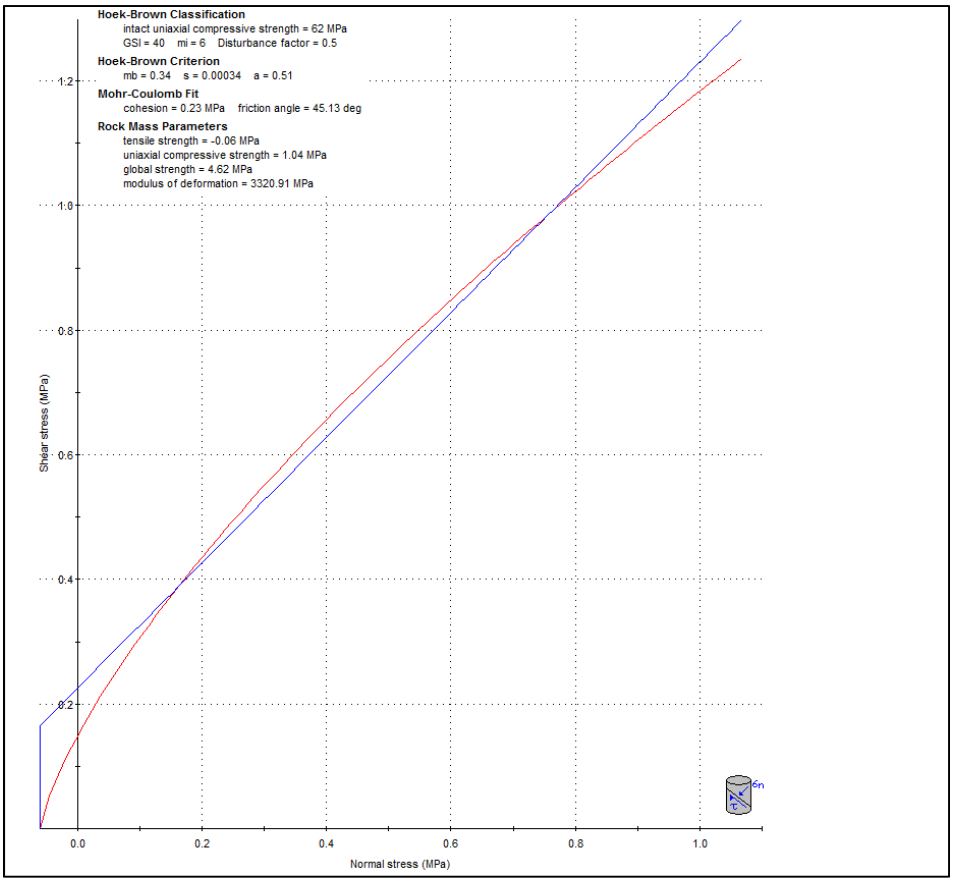
UNITÀ GEOTECNICA II – stima angolo di attrito massimo



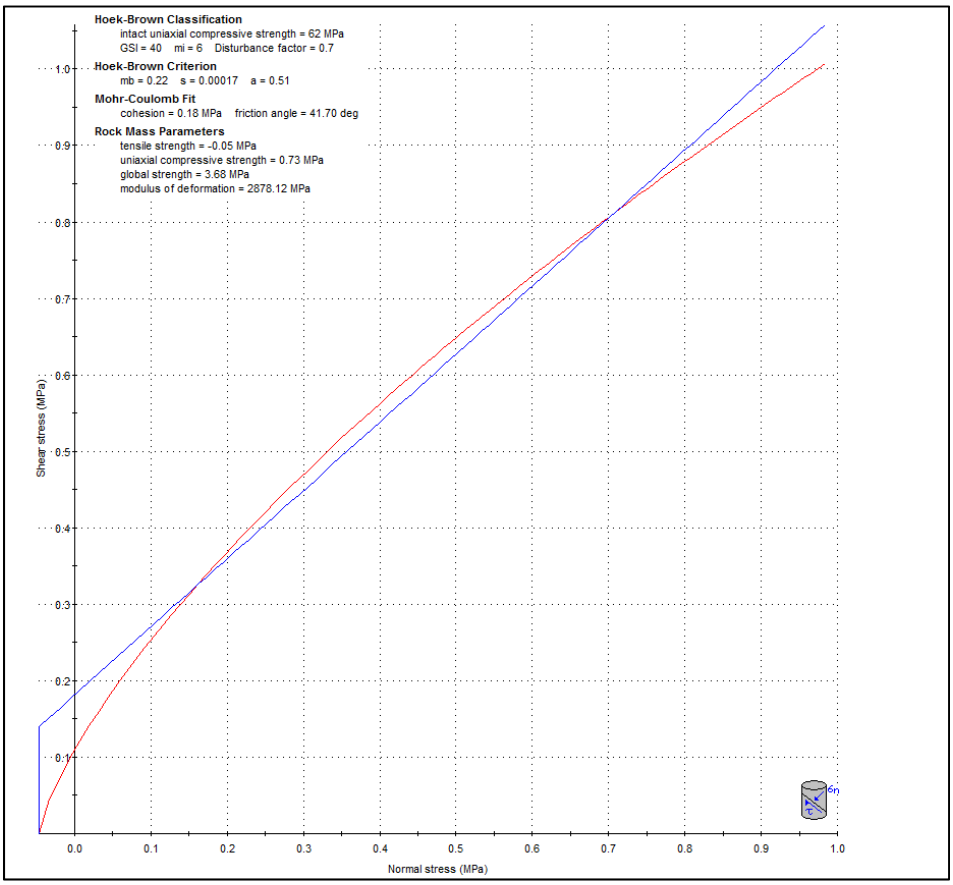
UNITÀ GEOTECNICA II – stima angolo di attrito minimo



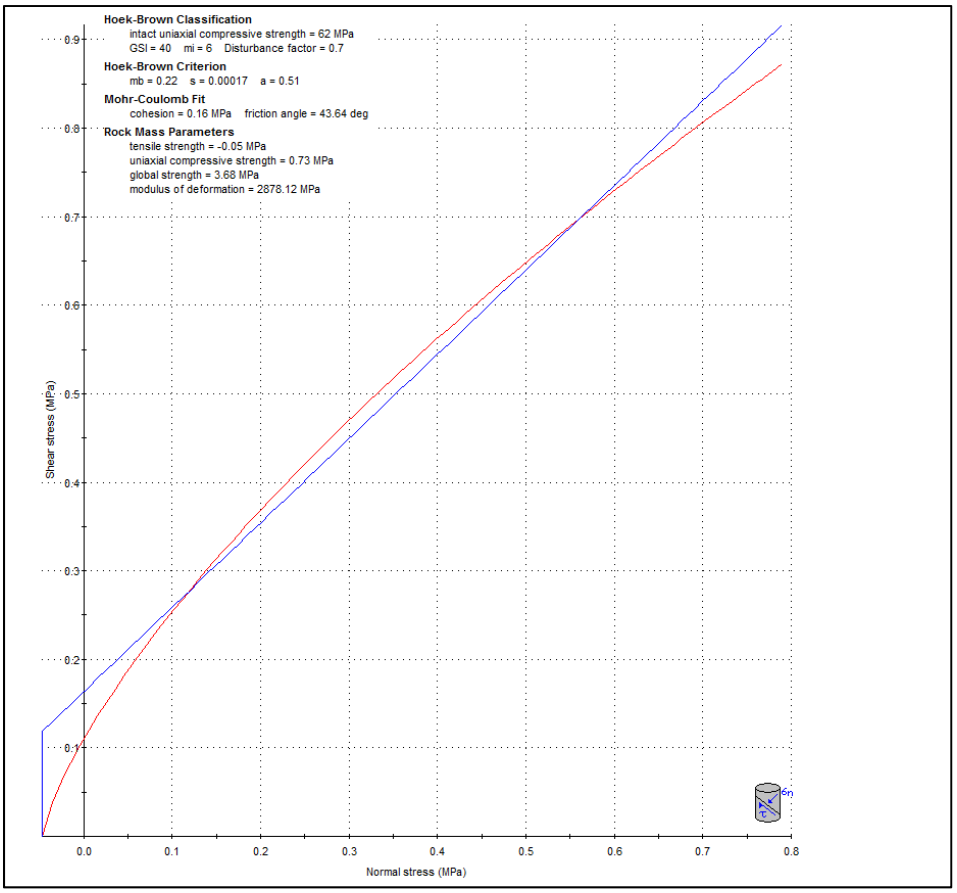
UNITÀ GEOTECNICA III – stima angolo di attrito massimo



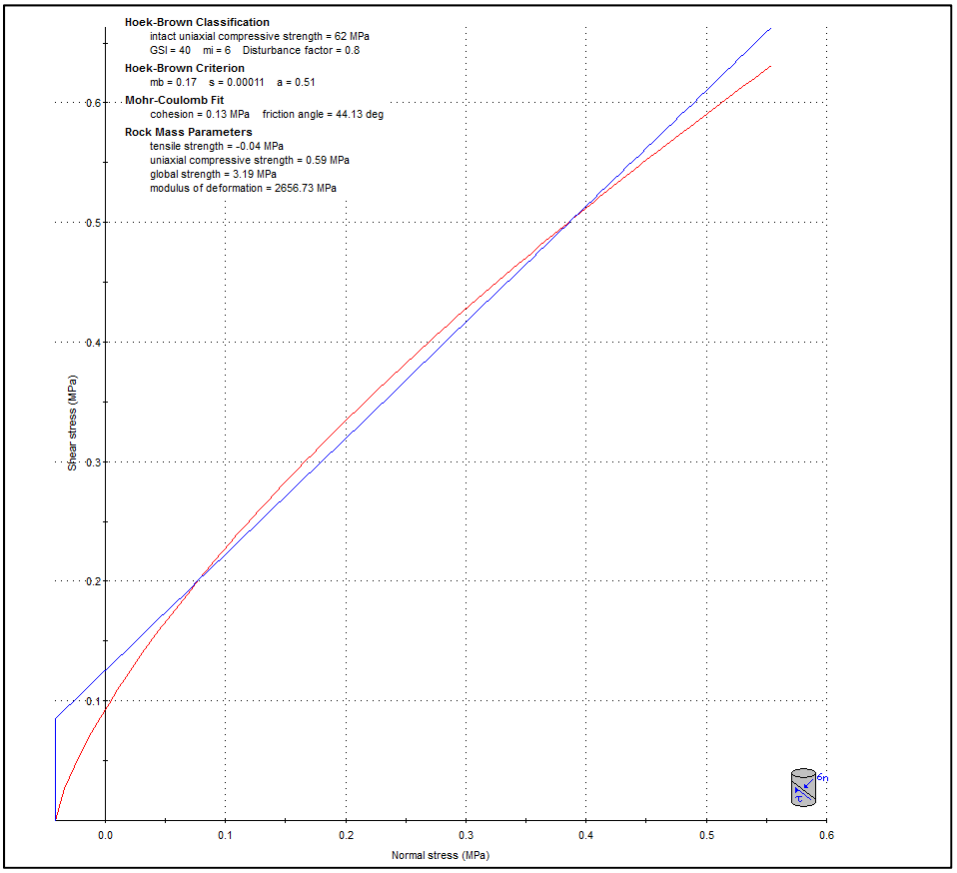
UNITÀ GEOTECNICA III – stima angolo di attrito minimo



UNITÀ GEOTECNICA III – stima coesione massima



UNITÀ GEOTECNICA III – stima coesione minima



4.3 Sintesi dei parametri geotecnici del terreno assunti nei calcoli

Sulla scorta delle valutazioni riportate ai paragrafi precedenti ed in riferimento alla documentazione geognostica disponibile e ai sondaggi eseguiti in sito, il terreno di fondazione, con riferimento alle differenti unità geotecniche individuate, può essere caratterizzato, con buona approssimazione e sufficiente cautela, con i seguenti valori geotecnici caratteristici:

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO – UNITÀ GEOTECNICA I	
Peso di volume medio	$\gamma_t \cong 19 \div 20$ kN/m^3
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi \cong 30° \div 32°$
Coesione efficace	$c \cong 5 \div 10$ kPa
Modulo di deformazione elastica	$E \cong 30 \div 50$ Mpa

Tabella 9a – Parametri geotecnici di riferimento Unità geotecnica I.

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO – UNITÀ GEOTECNICA II	
Peso di volume medio	$\gamma_t \cong 24$ kN/m^3
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi \cong 34° \div 36°$
Coesione efficace	$c \cong 40 \div 60$ kPa
Modulo di deformazione elastica	$E \cong 800 \div 1200$ Mpa

Tabella 9b – Parametri geotecnici di riferimento Unità geotecnica II.

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO – UNITÀ GEOTECNICA III	
Peso di volume medio	$\gamma_t \cong 26$ kN/m^3
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi \cong 42° \div 45°$
Coesione efficace	$c \cong 130 \div 160$ kPa
Modulo di deformazione elastica	$E \cong 2500 \div 3500$ Mpa

Tabella 9c – Parametri geotecnici di riferimento Unità geotecnica III.

I parametri di resistenza e di deformabilità del terreno desunti dai risultati delle elaborazioni sono stati riportati, per ciascuna unità geotecnica individuata, secondo un intervallo di variazione compreso tra un limite minimo ed un limite massimo, opportunamente arrotondati, i quali tengono in considerazione sia delle tolleranze intrinseche della modellazione che di possibili variazioni locali in funzione della singola zona oggetto di scavo e delle relative condizioni al contorno ed operative di cantiere.

In generale, per opere di tipo provvisorio verranno considerati i valori medi dei parametri relativi a ciascuna unità geotecnica di terreno essendo, appunto, manufatti con solo fine cantieristico e in funzione anche delle relative profondità dei manufatti nel terreno. Per le opere permanenti, invece, verranno generalmente considerati, a favore di sicurezza, i valori inferiori dei parametri relativi a ciascuna unità geotecnica di terreno in funzione anche delle relative profondità dei manufatti.

Si evidenzia, inoltre, che i valori riportati nelle *tabelle 9a, 9b e 9c* sono da intendersi come valori caratteristici X_k delle proprietà del terreno. Tali valori, desunti in modo da rappresentare una appropriata stima del valore che influisce sul verificarsi dello stato limite preso in esame verranno, quindi, opportunamente ridotti nelle verifiche geotecniche a mezzo dell'applicazione di coefficienti parziali di sicurezza γ_M, previsti dal capitolo 6 delle N.T.C.-2018, in modo tale da ottenere i parametri geotecnici di progetto X_d.

Per quanto attiene alle nuove strutture in progetto in prossimità dell'opera di presa, le operazioni di scavo impegneranno con ogni probabilità una prima parte della formazione più alterata per poi svilupparsi nella parte a valenza sostanzialmente meno fratturata ed alterata della formazione stessa. Lo scavo in microtunneling per le condotte di adduzione impegnerà, alla quota prevista, in massima parte la zona più consistente geomeccanicamente e la meno alterata della formazione ad eccezione delle due zone di estremità di monte e di valle.

Nelle verifiche delle singole opere saranno, quindi, dettagliate le profondità specificatamente associate ad ogni singola unità geotecnica.

Durante i sondaggi, per via della metodologia di perforazione in roccia, con iniezione di acqua forzata, non è stato possibile riscontrare la presenza o meno di falda. Si evidenzia, comunque, sempre con riferimento ai sondaggi eseguiti, che nel corso della perforazione S1 non è stata rilevata la presenza di acqua in foro sino alla profondità di 11,5 m, coincidente con l'altezza della perforazione eseguita a secco. La falda presenta, pertanto, presumibilmente profondità maggiori rispetto alla suddetta quota relativa. Si evidenzia che durante le varie fasi di scavo e di realizzazione dei manufatti in c.a. caratterizzati da profondità di scavo maggiori è stato cautelativamente previsto il drenaggio e l'aggottamento provvisorio delle acque di falda e/o meteoriche utilizzando un adeguato sistema di pompaggio o well-point.

I modelli di calcolo tengono, inoltre, in conto delle condizioni al contorno del livello di invaso in relazione alle condizioni operative di cantiere ed alle varie fasi realizzative, con opportuni margini di tolleranza, sempre a favore di sicurezza.

4.4 Categoria stratigrafica del sottosuolo e condizioni topografiche

La "*risposta sismica locale*" è l'azione sismica quale emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido, le quali corrispondono a:

- effetti stratigrafici, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- effetti topografici, legati alla configurazione topografica del piano campagna. La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello diffratto; i fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito (PGA) può essere valutata, in riferimento al *paragrafo 3.2.2. delle N.T.C.*, con la seguente relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) del sito;
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende, quindi, necessario valutare l'influenza del **profilo stratigrafico,** individuando la categoria di sottosuolo di riferimento, di cui al *paragrafo 3.2.2 delle N.T.C.*-2018. Ciò si consegue determinando il valore della velocità media equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità al di sotto del piano di fondazione della struttura, per contemplare le potenziali amplificazioni dell'onda sismica dovute alla presenza di condizioni sismostratigrafiche discostantisi dal riferimento rigido.

Nel corso delle varie campagne geognostiche sono state eseguite indagini geofisiche di vario tipo: stendimenti di sismica a rifrazione in spalla destra e sinistra, indagini sismiche in foro, stendimenti geoelettrici ed una completa tomografia sismica 3D dello sbarramento.

Contestualmente alle indagini geognostiche integrative di marzo 2019, allegate al presente progetto è stato, inoltre, effettuato un profilo sismico in onde S.

Obiettivo delle indagini, i cui risultati sono allegati alla *Relazione geologica e geognostica*, era la determinazione dello spessore di copertura sulla roccia presente ai lati dello sbarramento e di eventuali fasce più allentate/alterate soprastanti, definendone le caratteristiche meccaniche in termini di velocità di propagazione delle onde sismiche longitudinali.

In riferimento ai suddetti sondaggi la stima della velocità di propagazione delle onde longitudinali primarie (onde P) può essere, quindi, riepilogata nella seguente tabella:

Intervallo di velocità onde P (m/s)	Descrizione litologica
600÷1500 m/s	Coltre superficiale e roccia alterata
1500÷2500 m/s	Roccia fratturata
> 2500 m/s	Roccia debolmente fratturata

Tabella 10 – Stima della velocità di propagazione delle onde longitudinali P.

Mentre le velocità di propagazione delle onde sismiche secondarie di taglio (onde S), in relazione agli esiti del profilo sismico redatto nelle indagini integrative di marzo 2019, riferite alle profondità di terreno interessate dalle opere in progetto, variano da circa 350 m/s a oltre 600 m/s, con un valore ponderato di **velocità equivalente $V_{s,30}$ stimabile in circa 450 m/s**.

In considerazione dei dati sopra riportati è stato, quindi, possibile individuare una **categoria stratigrafica del sottosuolo ai fini sismici di tipo "B"**, caratterizzata da: "*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*". A tale categoria è associato un coefficiente di amplificazione stratigrafico $S_S = 1{,}2$.

Nei riguardi, invece, delle eventuali **amplificazioni topografiche**, il sito è classificabile in **categoria "T1"** – "P*endii con inclinazione media i < 15°*" come definito nelle *N.T.C.-2018, §3.2.2, tab. 3.2.III*. Il piano di fondazione delle costruzioni in progetto risulta, peraltro, sostanzialmente ubicato al piede del pendio. A tale categoria si associa, pertanto, un coefficiente di amplificazione topografico $S_T = 1{,}0$.

Si evidenzia, infine, con riferimento al *paragrafo 7.11.3.4.2* delle N.T.C.-2018 che i terreni in sito, essendo peraltro di formazione prevalentemente rocciosa, non sono potenzialmente suscettibili di **liquefazione**. Pertanto, la probabilità che si verifichi il fenomeno della liquefazione entro i terreni interessati dagli interventi in progetto è da ritenersi trascurabile e la verifica può essere omessa nel rispetto della normativa tecnica vigente.

5. Parametri di progetto

5.1 Livelli di sicurezza e prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali sono state progettate in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione e la futura manutenzione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalla normativa vigente in materia di costruzioni (N.T.C.).

La sicurezza strutturale e le prestazioni attese delle opere sono state, pertanto, valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la loro vita nominale, ovvero al raggiungimento delle condizioni per cui le stesse non soddisfano più le esigenze per le quali sono state previste. Pertanto, le analisi di sicurezza strutturale sono state condotte sia nei confronti degli ***Stati Limite Ultimi (SLU)*****,** verificando cioè la capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, mettendo fuori servizio la/e costruzione/i, sia nei riguardi degli ***Stati Limite di Esercizio (SLE),*** accertando, quindi, la capacità delle strutture di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio e di servizio.

La durabilità, intesa come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita utile dell'opera, sarà garantita attraverso la scelta dei materiali di cui al *capitolo 3* e mediante un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione future.

Con riferimento, quindi, a quanto disposto dai *capitoli 2 e 3* (*tabelle 2.4.1, 2.4.2, 2.4.II e 3.2.I*) e al *paragrafo 7.1 del D.M. 17.01.2018*, in ottemperanza al *capitolo C.7.7.2.* (*tabelle C2, C3*) *del D.M. 26.06.2014* e in accordo con il parere tecnico della Direzione generale dighe prot. n. 23822 del 24.10.2017, ai fini della definizione dei livelli di sicurezza e delle prestazioni attese, alle costruzioni in progetto sono stati attribuiti i seguenti parametri:

- vita nominale: $V_N \geq 100$ anni (grandi dighe di nuova costruzione; tipologia: rilevante)
- classe d'uso: classe III
- coefficiente d'uso della costruzione: $c_u = 1,5$
- periodo di riferimento azione sismica: $V_R \geq 150$
- stati limite considerati nelle verifiche, in relazione all'azione sismica:
  - **SLO**: stato limite di esercizio di operatività, con probabilità di superamento nel

periodo di riferimento V_R pari all'81%.

- **SLD**: stato limite di esercizio di danno, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari all'63%.
- **SLV**: stato limite ultimo di salvaguardia della vita, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari al 10%.
- **SLC**: stato limite ultimo di collasso, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari al 5%.

Per quanto riguarda la classe d'uso delle costruzioni si evidenzia, inoltre, che l'attribuzione del valore di coefficiente d'uso di 1,5 è pienamente conforme a quanto previsto dal *paragrafo 2.4.2 delle NTC-2018* e dal *paragrafo C.7.7.2 del D.M. 26.06.2014*. Si osserva, altresì, che la diga di Pianfei non risulta essere funzionale alle attività di Protezione civile regionale di cui all'allegato 1, punto 1.2, lettera c) della D.G.R. n. 65-7656/2014 in quanto sprovvista di piani di laminazione, né connessa al funzionamento di acquedotti e ad impianti di produzione di energia elettrica e, come tale, non rientra nella tipologia di opere infrastrutturali strategiche secondo la suddetta norma regionale.

In riferimento al *paragrafo 7.2.2 delle N.T.C.* le costruzioni in progetto, soggette all'azione sismica, essendo sostanzialmente interrate, opere di fondazione e contro-terra e prive di specifici dispositivi, saranno verificate in base ad un comportamento strutturale di tipo "*non dissipativo*", in cui gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni saranno cautelativamente calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle possibili non linearità di comportamento dei materiali e della geometria dei manufatti.

5.2 Organizzazione strutturale

Come indicato al *Capitolo 1*, le opere in progetto faranno riferimento ad una tipologia strutturale a pareti singole o accoppiate oppure a telaio misto pareti, secondo tecniche realizzative consolidate e di comprovata validità. In particolare le costruzioni in esame saranno sostanzialmente caratterizzate da strutture interrate sostanzialmente realizzate in c.c.a. gettato in opera con forma e geometria regolare (simmetrica) sia in pianta che in elevazione, costituite da fondazioni continue di tipo diretto mutuamente vincolate alle pareti in elevazione con

vincolo di tipo ad incastro. Le solette di copertura dei manufatti (per es. solaio di servizio torre di presa) sono previste ad un'unica campata da realizzarsi in c.c.a. direttamente in opera.

Sono, inoltre, previsti sistemi di fondazione misti, con l'aggiunta di micropali di fondazione, esclusivamente per finalità di tipo geotecnico riguardanti la stabilità globale delle opere e l'ottimizzazione dei cedimenti differiti e differenziali.

Il locale tecnico in corrispondenza della torre di presa è previsto con sistema costruttivo in muratura portante e c.c.a., secondo i criteri progettuali previsti dalle N.T.C.-2018 ai fini dell'adeguato comportamento scatolare della costruzione e della resistenza alle azioni di tipo sismico.

5.3 Valutazione delle azioni

Le azioni considerate ai fini dei dimensionamenti strutturali delle opere in progetto sono così riassumibili:

1) carichi permanenti dovuti al peso proprio dei materiali strutturali;
2) carichi permanenti portati, non strutturali;
3) azioni variabili (sovraccarichi) relativi alla destinazione d'uso delle opere e alle relative condizioni di esercizio;
4) azione idrostatica e idrodinamica dell'acqua contenuta nei vari manufatti;
5) spinta delle terre a tergo delle opere, valutata in condizioni sismiche;
6) azione del vento;
7) azione della neve;
8) azione sismica, secondo il grado di sismicità caratteristico del sito di costruzione: zona sismica 3 ai sensi O.P.C.M. n. 3274/2003 e ss.mm.ii..

Per quanto riguarda le opere caratterizzate da una prevalente collocazione entroterra e, in ogni caso, da un limitato sviluppo in altezza, considerata anche la loro funzione di esercizio (opere di presa e canalizzazione, pareti e muri contro-terra, ecc.), si è ritenuto congruo ed accettabile trascurare l'azione dovuta **al vento**, in quanto praticamente ininfluente sul comportamento strutturale globale delle costruzioni, ad eccezione del locale tecnico in sommità alla torre di presa.

Viene, quindi, nel seguito riportata una descrizione dettagliata delle suddette azioni:

1) Peso proprio dei materiali strutturali

Relativamente a questa azione si andranno semplicemente a considerare tutte le parti delle opere aventi funzione strutturale e portante.

Peso proprio elementi strutturali:

- strutture in c.c.a.: $\gamma_{cls} = 25{,}0$ kN/m^3.
- strutture in acciaio: $\gamma_{acciaio} = 78{,}0$ kN/m^3.
- strutture in muratura semipiena di tipo portante in cls: $\gamma_{mur} = 20{,}0$ kN/m^3.

2) Carichi permanenti portati

Sono considerati carichi permanenti non strutturali o portati i carichi non rimovibili durante il normale esercizio delle costruzioni, quali quelli pertinenti a passerelle e/o grigliati pedonali, organi di manovra e regolazione elettromeccanica, impianti vari, massi di cava eventualmente in corrispondenza dei manufatti, rivestimenti lapidei, pavimantazione stradale, ecc.. Essi sono stati valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti. In linea di massima i carichi permanenti portati saranno assunti, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti o, a seconda dei casi, come carichi concentrati linearmente o nodali.

3) Azioni variabili:

Sono costituite dai sovraccarichi verticali uniformemente distribuiti sostanzialmente pertinenti alle aree e zone pedonali accessibili per la manutenzione delle opere e per le operazioni di regolazione e gestione idrica. Tali azioni, con riferimento alla *tabella 3.1.II del D.M. 17.01.2018 (N.T.C.)*, sono state cautelativamente considerate pari a 1,00 kN/m^2. Per quanto riguarda la scala di servizio interna alla torre di presa, in riferimento alla categoria E della *tabella 3.1.II* sopracitata, si è deciso cautelativamente di considerare un sovraccarico pari a 6,00 kN/m^2, in virtù della sua valenza ai fini della funzionalità dell'opera. E' stato, inoltre, cautelativamente considerato un sovraccarico distribuito posto a tergo delle pareti dei manufatti pari a 10,00 kN/m^2, per simulare lo stazionamento provvisorio di mezzi d'opera durante l'attività di cantiere o i mezzi di manutenzione durante l'esercizio delle opere.

In corrispondenza di attraversamenti stradali dovranno essere considerati i sovraccarichi come definiti al capitolo *5 delle N.T.C. 2018*, in funzione anche delle dimensioni effettive dei manufatti effettivamente in questione (larghezza utile e relative corsie di carico):

- n. 1 corsia convenzionale come definita al paragrafo 5.1.3.3.2 delle N.T.C. 2018;
- schema di carico n. 1 ai sensi del *paragrafo 5.1.3.3.3* delle N.T.C. 2018, costituito da

carichi concentrati su due assi in tandem, ciascuno di intensità pari a 2x150 kN, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carico uniformemente distribuito pari a 9,0 kN/m^2, per ponti di prima categoria. Questo schema, riassunto nella figura e nella tabella seguenti, è assunto a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.

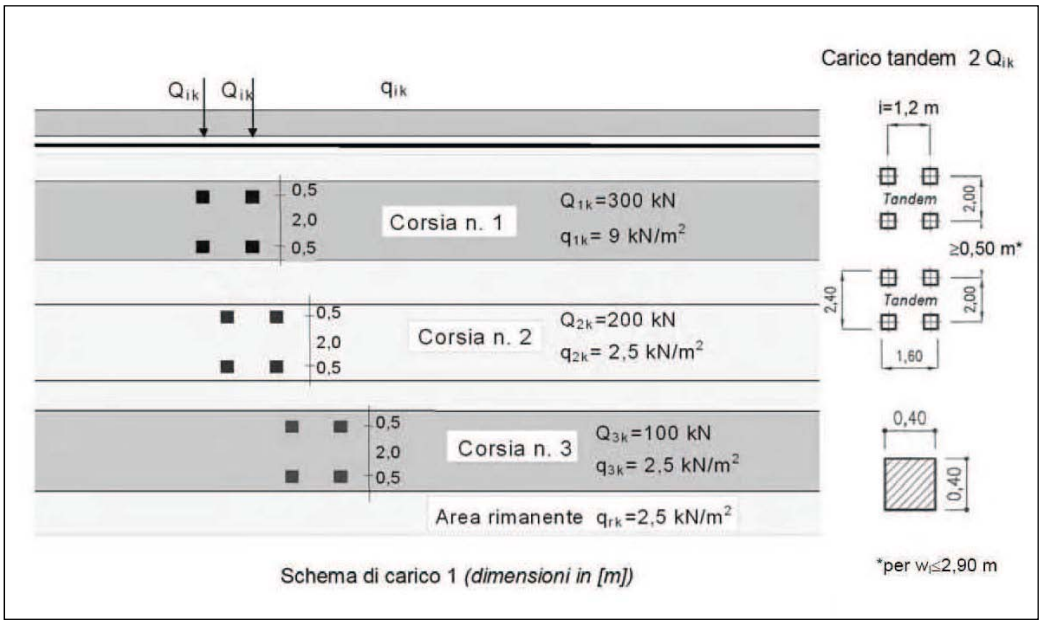


Figura 6 – Schemi di carico ai sensi del D.M. 17.01.2018.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m^2]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 11 – Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie.

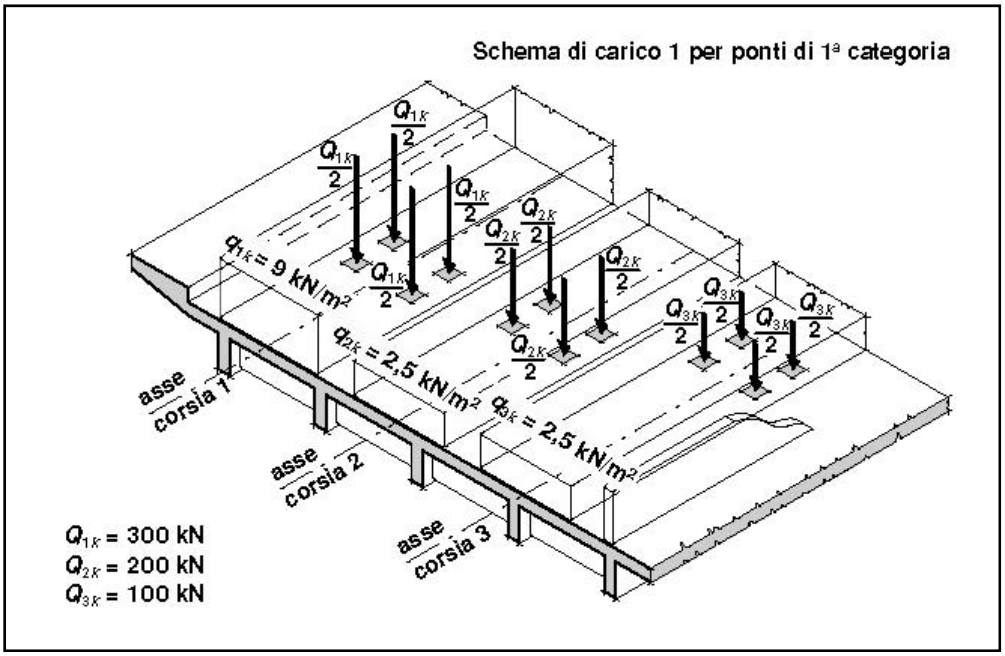


Figura 7a – Disposizione colonne di carico relative allo schema 1 ai sensi del D.M. 17.01.2018.

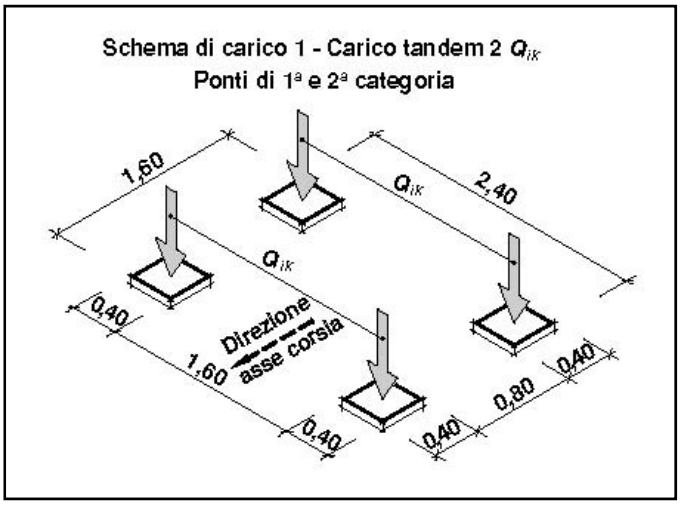


Figura 7b – Disposizione assi e impronte di carico relativi allo schema di carico 1.

4) Azione idrostatica dell'acqua contenuta nei manufatti

I vari manufatti progettualmente previsti sono soggetti al carico variabile dovuto alla spinta idrostatica e al peso proprio esercitato rispettivamente sulle pareti perimetrali e sulla platea di fondazione delle opere. Il peso per unità di volume del liquido (acqua) che genera tali azioni sulle strutture in esame è stato assunto pari a $\gamma_{acqua} = 10{,}0$ kN/m^3.

Incremento dinamico della spinta dell'acqua in condizioni sismiche

L'incremento dinamico di spinta dell'acqua libera presente all'interno dei manufatti è stato calcolato secondo la teoria di *Westergaard*; nell'ipotesi di struttura di sostegno rigida a parete verticale, acqua incomprimibile e frequenza della sollecitazione armonica orizzontale applicata

alla base minore della frequenza fondamentale f_0 del serbatoio d'acqua infinitamente esteso (e.g. $f_0 = V_P/4H$ essendo V_P la velocità delle onde P nell'acqua ed H l'altezza dell'acqua) le pressioni idrodinamiche assumono la seguente distribuzione di pressione di aumento con la radice quadrata della profondità dell'acqua z':

$$q(z') = \pm\frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z'}$$

dove:

- k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- γ_w è peso per unità di volume dell'acqua;
- Hw è il livello massimo previsto entro il manufatto considerato;
- z' ordinata misurata a partire dal livello massimo Hw.

La spinta dinamica risultante dall'integrazione delle suddette pressioni vale, quindi:

$$E_w = \pm\frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

ed agisce a 0,4 H_w dalla base della struttura, come nel seguito rappresentato:

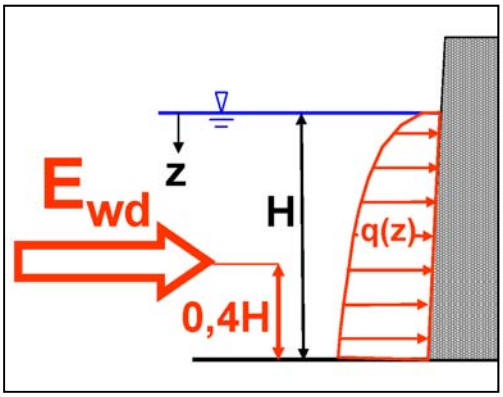


Figura 8 – Spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche.

L'*Eurocodice 8* suggerisce di sommare alla spinta idrostatica quella idrodinamica considerandola sia in un verso che nell'altro e, quindi, una volta sommata e l'altra sottratta alla pressione idrostatica. L'incremento di spinta nelle combinazioni sismiche, verrà, pertanto, applicato considerandolo agente alternativamente lungo due direzioni tra loro ortogonali; si considereranno nello specifico come direzioni attive, le +X e le +Y, senza considerare le omologhe in direzione opposta, visto la apprezzabile simmetria della struttura ed anche in considerazione del fatto che i contributi apportati da tali spinte avranno intensità marginale se rapportati con quelli relativi alle altre azioni simultaneamente presenti.

5) Spinta delle terre

I manufatti in progetto verranno sollecitati dalle azioni verticali ed orizzontali rispettivamente trasmesse in fase di esercizio dal terreno di ricoprimento e da quello di rinfianco. Sulla base delle indicazioni fornite ai paragrafi precedenti sulle caratteristiche geomeccaniche del terreno e secondo i criteri dell'EC7 e delle N.T.C.-2018, nei calcoli di dimensionamento e verifica geotecnica e strutturale sono state assunte, per il terreno di fondazione alla quota di imposta delle fondazioni e a tergo delle opere in progetto, le caratteristiche geomeccaniche riportate nelle *tabelle 9a, 9b* e *9c* del paragrafo 4.3.

Si avranno, pertanto, le seguenti componenti di azione:

- Azione verticale dovuta al terreno di ricoprimento (applicata sullo sporto o sulla suola di monte della platea di fondazione delle opere):

$$q_{v,terreno} = \Delta h \cdot \gamma_t$$

in cui Δh è l'altezza del terreno di ricoprimento dell'opera e γ_t il relativo peso di volume.

- Azione orizzontale dovuta al terreno di rinfianco (applicata sulle pareti laterali dei manufatti e delle opere interrate):

tale azione si traduce in carico uniformemente distribuito variabile linearmente con la profondità, la cui risultante è una spinta S dipendente dalle caratteristiche geomeccaniche del terreno e per la cui determinazione ci si è avvalsi della teoria di Coulomb. Tale metodo ipotizza superfici di scorrimento piane passanti per la base della parete e le cui espressioni dei coefficienti di spinta possono essere ottenute analizzando l'equilibrio limite di un cuneo di terreno delimitato dal paramento interno della parete, dalla superficie di scorrimento e dalla superficie limite del terrapieno.

Il calcolo delle spinte con tale metodologia comporta l'assunzione delle seguenti ipotesi:

- materiale omogeneo ed isotropo dotato di solo attrito;
- superficie di rottura piana;
- superficie limite del terrapieno piana (anche inclinata ma non irregolare);
- resistenza di attrito uniformemente distribuita lungo la superficie di rottura;
- attrito non nullo tra terreno e muro;
- paramento del muro non necessariamente verticale;
- condizioni di stato di equilibrio limite;
- condizioni di rottura in stato di deformazione piana.

Pertanto per un terreno incoerente, in condizioni di assenza di falda, la spinta S del terreno può

essere determinata con la seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot k_a \cdot h^2$$

mentre il carico distribuito avrà intensità massima, in corrispondenza del piede della parete, pari a:

$$q_{h,terreno} = k_a \cdot h \cdot \gamma_t$$

dove:

k_a = coefficiente di spinta attiva, determinato tramite l'equazione di *Muller – Breslau*:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\delta + \varphi') \cdot sen(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}}\right]^2}$$

h = altezza della parte interrata di parete;

φ' = angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno.

Incremento dinamico della spinta del terreno in condizioni sismiche

Ai fini dell'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica, in riferimento alle indicazioni fornite dal *paragrafo 7.11.3.5.2* del D.M. 17.01.2018 e dall'Eurocodice 8 – parte 5 (UNI EN 1998-5), verrà utilizzato il metodo pseudo-statico di *Mononobe – Okabe*, quale estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb precedentemente illustrato. Tale metodo considera che il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro ("cuneo di rottura") si comporti come un corpo rigido soggetto ad un'accelerazione orizzontale a_h e verticale a_v uniformi all'interno del cuneo.

L'azione sismica è, quindi, rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W dell'opera di sostegno, del volume di terreno a tergo dell'opera stessa, supposto in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto ed è dipendente dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h$$

dove:

βm = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) del sito;
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- β_m è un fattore di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, dipendente dallo spostamento ammissibile dell'opera e definito dal *paragrafo 7.11.6.2.1 delle N.T.C.-2018,* pari a 0,38 nelle verifiche a stato limite ultimo (SLV) e pari a 0,47 nelle verifiche a stato limite di esercizio (SLD). Per le verifiche a ribaltamento i suddetti valori vanno incrementati del 50%. Per pareti o muri impediti di muoversi β_m è posto = 1,0.

Detto W il peso del cuneo di rottura, l'effetto sismico è, quindi, portato in conto come una forza statica equivalente di componenti k_hW in orrizontale e $\pm k_vW$ in verticale.

Essendo le opere in progetto delle strutture rigide, con pareti verticali e terrapieno orizzontale, l'azione di incremento dinamico della spinta del terreno vale, pertanto:

$$q_{Sh,terreno} = k_h \cdot h \cdot \gamma_t$$

$$q_{Vh,terreno} = \pm 0{,}5 \cdot k_h \cdot h \cdot \gamma_t$$

Pertanto il valore della spinta complessiva del terreno in condizioni sismiche (statica + sismica) vale:

$$S_{tot} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t (1 \pm k_v) \cdot k_a \cdot h^2$$

Nel caso specifico, invece, in cui il terreno a tergo delle strutture possa essere considerato in condizioni prossime a quelle di riposo, ovvero per le strutture rigide a sezione scatolare previste per la realizzazione di scatolari, pozzetti e manufatti analoghi, l'incremento dovuto al sisma relativo al terreno è stato stimato attraverso l'espressione proposta da *Wood*, la quale risulta indipendente dai parametri di resistenza del terreno che si assume ancora in campo

elastico e che, per tali tipi di strutture (rigide appunto) difficilmente raggiunge le condizioni limite di rottura:

$$\Delta S = \frac{a_g}{g} \cdot S_s \cdot \gamma \cdot H^2$$

con:

- a_g/g l'accelerazione sismica di progetto;
- S_s il fattore correttivo stratigrafico.

Il carico sismico sarà, in tal caso, equiparabile ad un carico distribuito applicato linarmente sulle pareti delle strutture, con intensità pari a:

$$q_{sis} = \Delta S / H$$

I **muri di sostegno** o le **pareti controterra,** incluse quelle dei pozzetti e dei manufatti interrati in progetto, devono soddisfare le condizioni di stabilità globale con i metodi di analisi di cui al *§ 7.11.6.2.1* delle N.T.C.-2018 e le verifiche di sicurezza di cui ai *§ 6.5.3.1.1 e 7.11.6.2.2*, nelle quali si richiede il rispetto della *condizione 6.2.1* delle N.T.C.-2018, con le prescrizioni di cui al *§ 7.11.1*. Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi. In aggiunta all'analisi della sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Per quanto riguarda, invece, le **paratie** e, più in generale, le **opere di sostegno provvisionale**, le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Anche in questo caso, in mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max}$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con

l'opera;

- $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- a_g è l'accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido riferita allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV);
- S_S e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica precedentemente definiti;

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di *figura 7.11.2 delle N.T.C.-2018,* mentre il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di *figura 7.11.3 delle N.T.C.-2018*, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

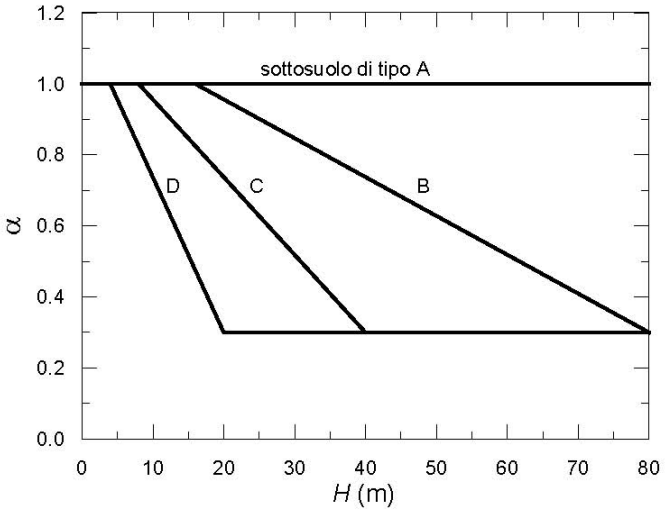


Fig. 7.11.2 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità* α

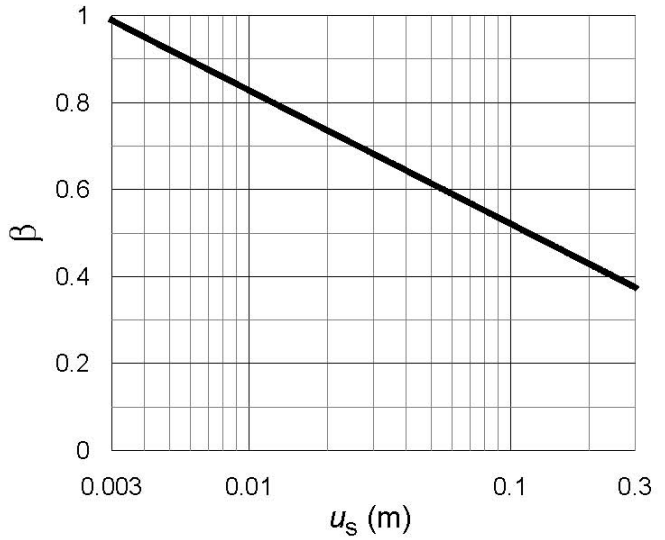


Fig. 7.11.3 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento* β.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare: $u_s \leq 0{,}005$ H.

Se $\alpha \times \beta \leq 0{,}2$ deve assumersi $k_h = 0{,}2\ a_{max}/g$.

Possono, inoltre, essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia. È necessario, infine, verificare che il sito, per effetto del terremoto di progetto, non sia suscettibile di liquefazione. In caso contrario occorre predisporre le misure necessarie perché non si verifichi tale fenomeno.

Azione del terreno nelle verifiche di stabilità dei pendii e fronti scavo

Anche l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici nei quali l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico

atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h$$

dove:

βs = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

I valori di βs sono riportati nella *tabella 7.11.I* delle N.T.C.-2018 al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido:

	Categoria di sottosuolo	
	A	**B, C, D, E**
	β_s	β_s
$0{,}2 < a_g(g) \leq 0{,}4$	0,30	0,28
$0{,}1 < a_g(g) \leq 0{,}2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0{,}1$	0,20	0,20

Per quanto riguarda, invece, specificatamente i **fronti scavo**, si adotteranno i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

- βs = 0.38 nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)
- βs = 0.47 nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Spinta del terreno in presenza di falda

In presenza di falda o di interferenza delle lavorazioni e delle fasi di cantiere con il livello idrico dell'invaso, per la porzione di terreno posta al di sotto di quest'ultimo, verrà applicata un'aliquota di spinta esercitata dal terreno, da valutarsi in termini di tensioni efficaci, e da un'aliquota aggiuntiva dovuta dall'azione dall'acqua in termini idrostatici.

Si evidenzia, inoltre, in considerazione delle caratteristiche litologiche e stratigrafiche del terreno in sito, che l'azione esercitata a tergo delle pareti delle strutture, è stata cautelativamente valutata assumendo il terreno permeabile in condizioni dinamiche di falda, portando in conto, oltre all'azione idrostatica della falda, anche l'effetto idrodinamico, determinato sempre tramite

l'espressione di *Westergaard* precedentemente riportata.

Dunque, la spinta complessiva assunta nei calcoli, in condizioni sismiche, al di sotto della potenza di falda e con terreno permeabile in condizioni dinamiche di quest'ultima, risulta data dalla seguente espressione:

$$S_{tot} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t (1 \pm k_v) \cdot k_a \cdot h^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 + E_{wd}$$

6) Azione del vento

Per quanto riguarda l'azione del vento, essa è stata ricondotta ad un'azione statica equivalente secondo l'espressione fornita al *paragrafo 3.3.4 delle N.T.C.:*

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- q_b = pressione cinetica di riferimento, data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

in cui la velocità di base v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante riferito ad un periodo di ritorno di 50 anni:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

dove c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \qquad \text{per } a_s \le a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \qquad \text{per } a_0 < a_s \le 1500 \text{ m}$$

e $V_{b,0}$, a_0 e k_s sono parametri forniti nella *tabella 3.3.I delle N.T.C.*

Azione vento: $p = q_r \cdot c_E \cdot c_p \cdot c_d$ = 0,42 (Tr 100 anni) x 2,14 x 1,0 x 1,0 ≈ 0,9 kN/m^2

Tab. 3.3.I -*Valori dei parametri* $v_{b,0}$, a_0, k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Per la Zona 1 (Piemonte) e per altitudini inferiori a 1000 m s.l.m., la velocità di base è uguale a 25 m/s (V_b=$V_{b,0}$=25 m/s). e la densità dell'aria ρ assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m^3.

- c_e = coefficiente di esposizione, espresso tramite la relazione riportata al *paragrafo 3.3.7 nel D.M. 17/01/2018:*

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)\right] \quad per\ z \geq z_{\min}$$

$$c_e = c_e(z_{\min}) \quad per\ z < z_{\min}$$

in cui:

z è l'altezza sul suolo della costruzione;

k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati dalla *tabella 3.3.II delle N.T.C.* in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia, assunto pari a 1,0.

- c_p = coefficiente di forma, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;
- c_d = coefficiente dinamico, con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali (assunto pari a 1).

7) <u>Azione della neve</u>

Il sovraccarico accidentale da neve viene calcolato in base ai disposti del *paragrafo 3.4. del D.M. 17/01/2018* e secondo la seguente equazione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk}, espresso in kN/m^2 è il valore di riferimento del carico neve al suolo che, per strutture ricadenti nella Zona geografica 1 – Alpina (Provincia di Cuneo), assume i seguenti valori:

$$q_{sk} = 1{,}50 \ \ kN/m^2 \quad \text{per } a_s < 200 \text{ m s.l.m.}$$

$$q_{sk} = 1{,}39 \cdot \left[1 + (a_s / 728)^2\right] kN/m^2 \quad \text{per } a_s > 200 \text{ m s.l.m.}$$

con a_s pari all'altitudine misurata in m s.l.m. del sito di calcolo ed assunta pari a circa 570 m s.l.m. con riferimento ai manufatti in progetto con il presente lotto di lavori:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, definito al *paragrafo 3.4.3. delle N.C.T.* e, in considerazione della presenza di coperture piane, assunto cautelativamente pari a 0,9;
- C_E e Ct rappresentano rispettivamente il coefficiente di esposizione e il coefficiente termico; il primo, per i casi in esame, in riferimento al *paragrafi 3.4.4 delle N.T.C.* assume cautelativamente un valore di 1,1 essendo anche presenti aree riparate sensibilmente più basse del circostante terreno. Il secondo invece, in riferimento al *paragrafi 3.4.5 delle N.T.C.* viene posto ugule a 1,0.

<u>Carico neve:</u> $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$ = 0,9 x 2,56 (Tr 100 anni) x 1,1 x 1,0 ≈ 2,5 kN/m^2

5.4 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali si è valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, sono state determinate a partire dalla "***pericolosità sismica di base***" del sito, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R, in funzione dello specifico stato limite assunto per le verifiche.

La definizione delle forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R, avviene a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico sul piano di fondazione è, quindi, definito dallo spettro di risposta elastico; esso, per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s, è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% e considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima convenzionale del terreno fondale a_g che caratterizza il sito. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}. Il moto può decomporsi in tre componenti ortogonali di cui una verticale. In via semplificata gli spettri delle due componenti orizzontali possono considerarsi eguali ed indipendenti. Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è, quindi, definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \le T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T ed S_e sono rispettivamente il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale e dove:

- a_g = accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $S = S_S \cdot S_T$ è un fattore che tiene conto della categoria del suolo di fondazione (S_S) e delle condizioni topografiche (S_T), definite dalla *tabella 3.2.IV E 3.2.V delle N.T.C.*;
- η = fattore che altera lo spettro elastico per smorzamenti viscosi convenzionali ξ diversi dal 5 %, mediante la relazione seguente:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, con vaore minimo pari a 2,2;
- T_B, T_C, T_D = periodi che separano i diversi rami dello spettro (tratto ad accelerazione costante, tratto a velocità costante e tratto a spostamento costante), dipendenti dalla categoria del suolo di fondazione.

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è, invece, definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1{,}35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0{,}5}$$

I valori di a_g , F_o, S e η sono definiti nel *§ 3.2.3.2.1 delle N.T.C.* per le componenti orizzontali mentre i valori di S_S, T_B,T_C e T_D, salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella *tabella 3.2.VI. delle N.T.C.,* in funzione della categoria di sottosuolo.

Per gli **stati limite di esercizio** lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

Nelle verifiche agli **stati limite ultimi** in generale le capacità dissipative delle strutture vengono messe in conto attraverso un'opportuna riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua

sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ utilizzato sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule sopra riportate il parametro η con $1/q$, dove q rappresenta il *fattore di struttura* dell'opera. In relazione a quanto specificato dai *paragrafi 7.2.5 e 7.3.1 del D.M. 17.01.2018*, per quanto riguarda le componenti orizzontali, dovendo le fondazioni superficiali e le opere controterra rimanere in campo elastico, verrà cautelativamente assunto un valore q unitario, mentre per le componenti verticali verrà assunto un valore pari a 1,5.

5.4.1 Parametri sismici di progetto

Con la D.G.R. n. 65-7656 del 21.05.2014 e ss.mm.ii. la Regione Piemonte ha recepito la classificazione sismica introdotta dall'O.P.C.M. 3274/2003, classificando il sito interessato dai presenti lavori in zona sismica 3.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018 e relativa circolare del 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP., hanno, quindi, introdotto un nuovo criterio, "*sito-dipendente*", per la valutazione delle azioni sismiche attese al sito. Data la sostanziale omogeneità sia della tipologia costruttiva delle opere che della pericolosità sismica del sito interessato dai lavori (zona sismica 3), nonché delle caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione, la determinazione dei parametri di riferimento dell'azione sismica è stata effettuata in relazione alle coordinate del sito, in territorio del Comune di Pianfei. In relazione, quindi, alle prescrizioni di cui al *paragrafo 3.2* del Decreto Ministeriale 17.01.2018 e alle specificità litografiche e stratigrafiche del sito desumibili dalle prove in sito disponibili, si sono definiti i seguenti parametri dell'azione e della pericolosità sismica del sito di progetto:

- sito di intervento e zona sismica: Comune di Pianfei (CN) – zona 3
- coordinate del sito (ED50): Longitudine: 7.70903°; Latitudine: 44.34754°
- categoria del sottosuolo: B (*)
- categoria topografica: T1
- amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,2$
- amplificazione topografica: $S_T = 1,0$

(*) Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Accertata la compatibilità dei parametri stratigrafici e geomorfologici del sito, l'azione sismica è stata, quindi, in definitiva, determinata applicando alla costruzione un'accelerazione corrispondente allo spettro di risposta desunto dalla normativa nazionale in funzione della pericolosità sismica del sito, delle caratteristiche dell'opera e degli stati limite assunti per le verifiche (SLO, SLD, SLV e SLC). Gli spettri di risposta e i relativi parametri sismici sono stati ricavati con l'ausilio dell'applicazione di calcolo "*Spettri-N.T.C.*" redatta dal *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* e sono stati, quindi, calcolati adottando i parametri sopra riportati e quelli elencati al *paragrafo 4.2.*

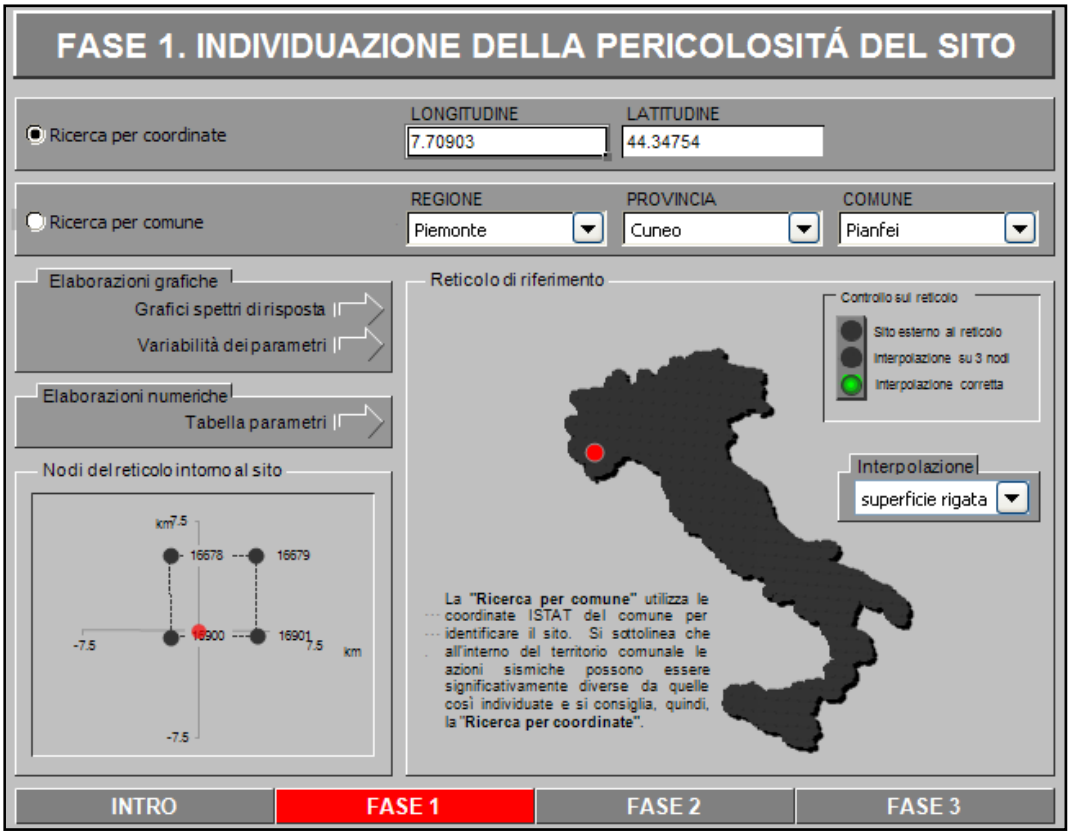
Si riporta, quindi, nel seguito la caratterizzazione sismica specifica per il sito oggetto di intervento:

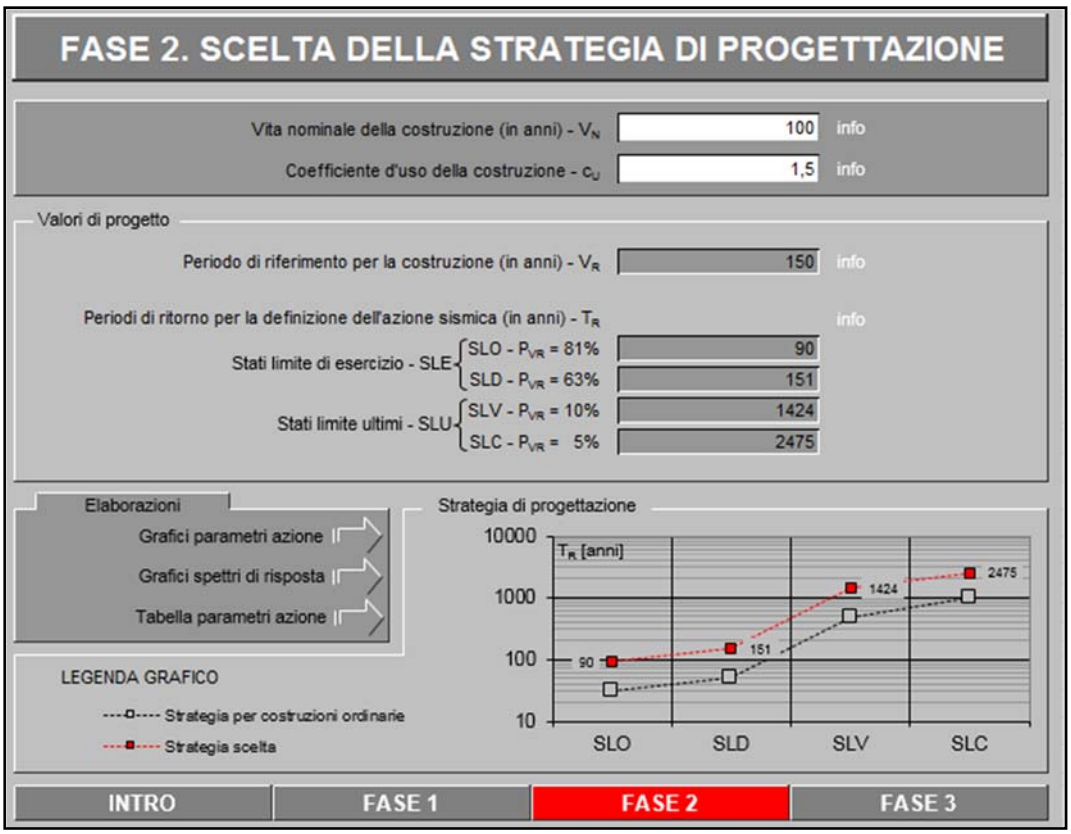
Valori dei parametri a_g, F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento:

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,031	2,473	0,197
50	0,039	2,542	0,213
72	0,046	2,525	0,231
101	0,053	2,545	0,242
140	0,060	2,561	0,258
201	0,069	2,551	0,271
475	0,095	2,553	0,296
975	0,119	2,599	0,310
2475	0,154	2,684	0,323

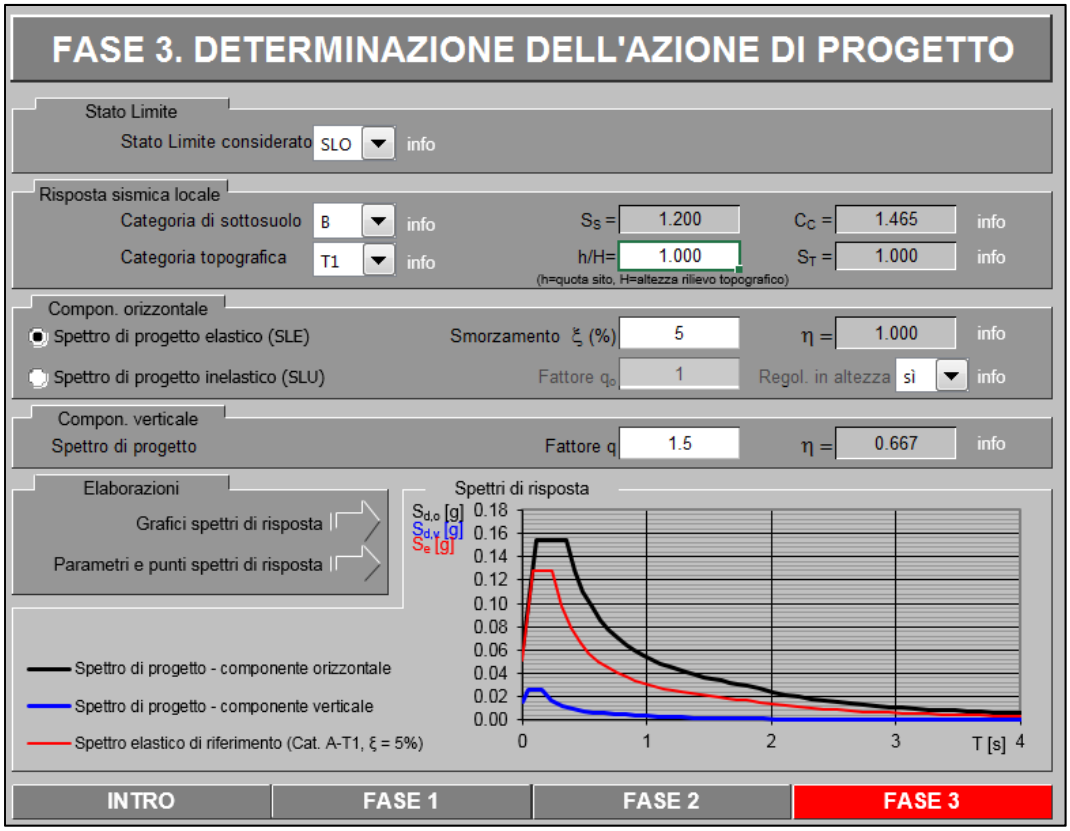
Valori dei parametri a_g, F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno S.L.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	90	0,051	2,538	0,238
SLD	151	0,062	2,559	0,260
SLV	1424	0,132	2,633	0,315
SLC	2475	0,154	2,684	0,323

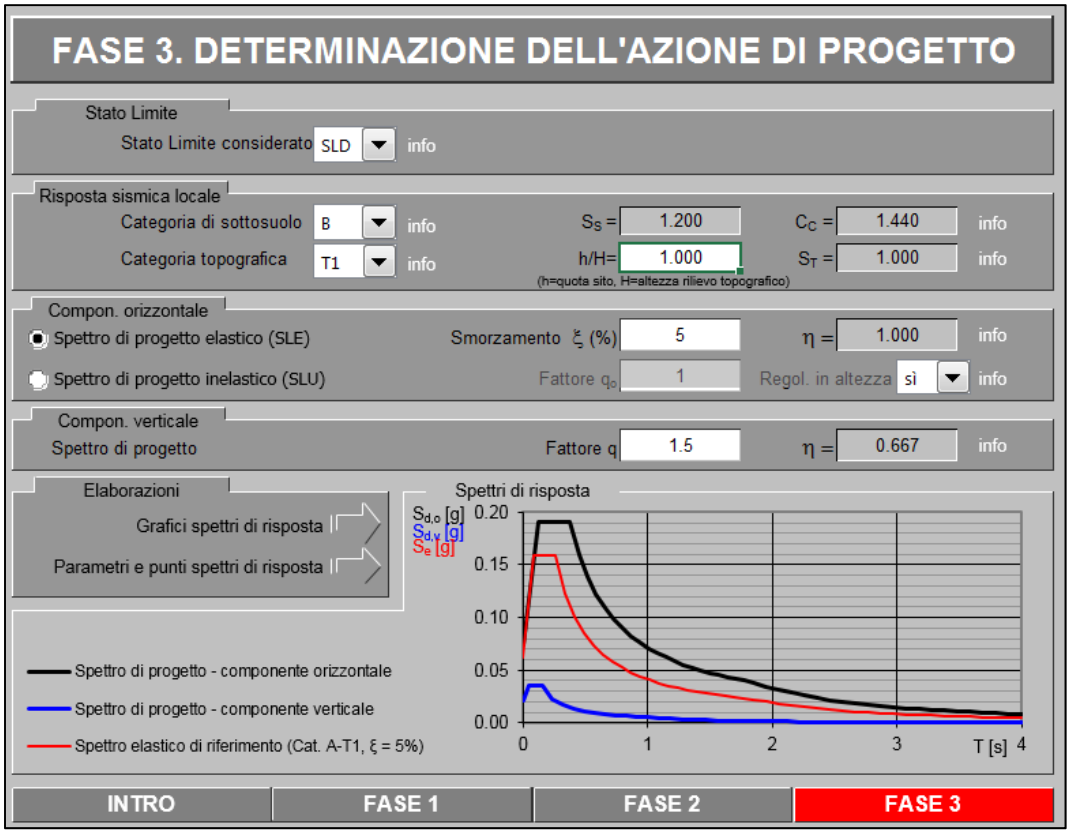

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÁ DEL SITO
Ricerca per coordinate
LONGITUDINE
7.70903
LATITUDINE
44.34754
Ricerca per comune
REGIONE
Piemonte
PROVINCIA
Cuneo
COMUNE
Pianfei
Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri
Elaborazioni numeriche
Tabella parametri
Nodi del reticolo intorno al sito
km
7.5
16678
16679
16900
16901
-7.5
7.5
km
-7.5
Reticolo di riferimento
Controllo sul reticolo
Sito esterno al reticolo
Interpolazione su 3 nodi
Interpolazione corretta
Interpolazione
superficie rigata
La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3


FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE
Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N
100
info
Coefficiente d'uso della costruzione - c_U
1,5
info
Valori di progetto
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R
150
info
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R
info
Stati limite di esercizio - SLE
SLO - P_{VR} = 81%
90
SLD - P_{VR} = 63%
151
Stati limite ultimi - SLU
SLV - P_{VR} = 10%
1424
SLC - P_{VR} = 5%
2475
Elaborazioni
Grafici parametri azione
Grafici spettri di risposta
Tabella parametri azione
Strategia di progettazione
10000
1000
100
10
T_R [anni]
90
151
1424
2475
SLO
SLD
SLV
SLC
LEGENDA GRAFICO
Strategia per costruzioni ordinarie
Strategia scelta
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

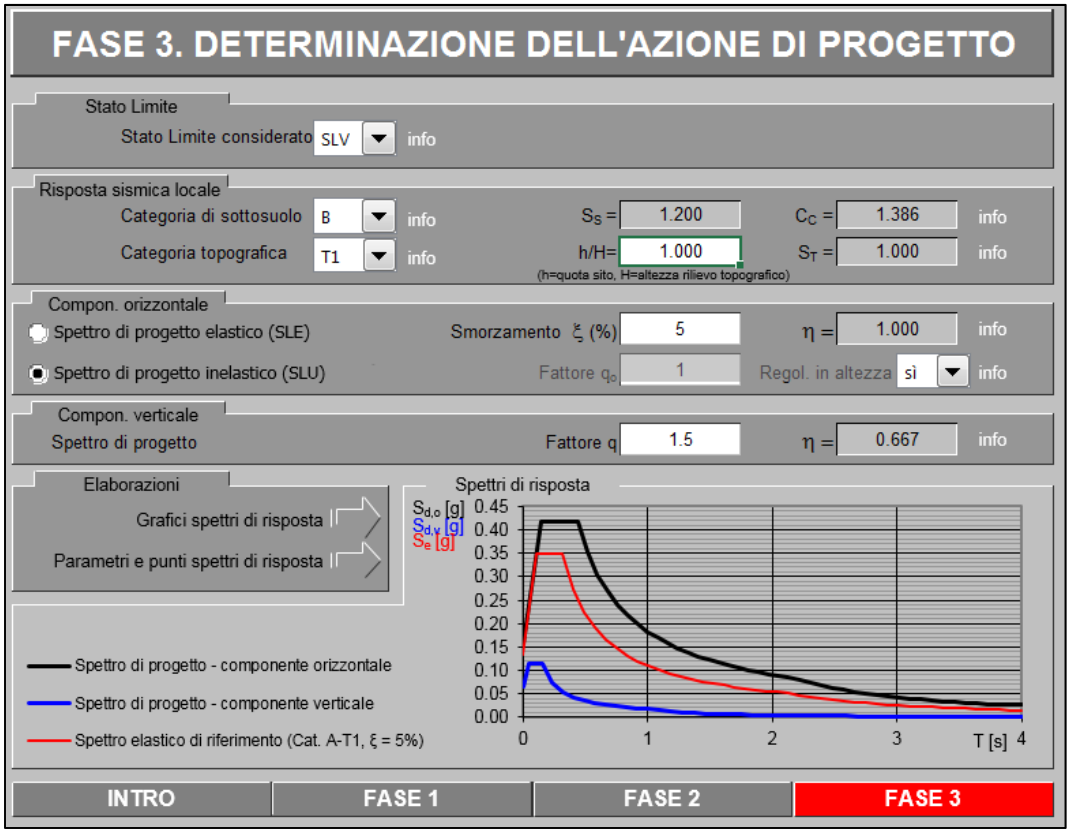
STATO LIMITE DI OPERATIVITA' (SLO)



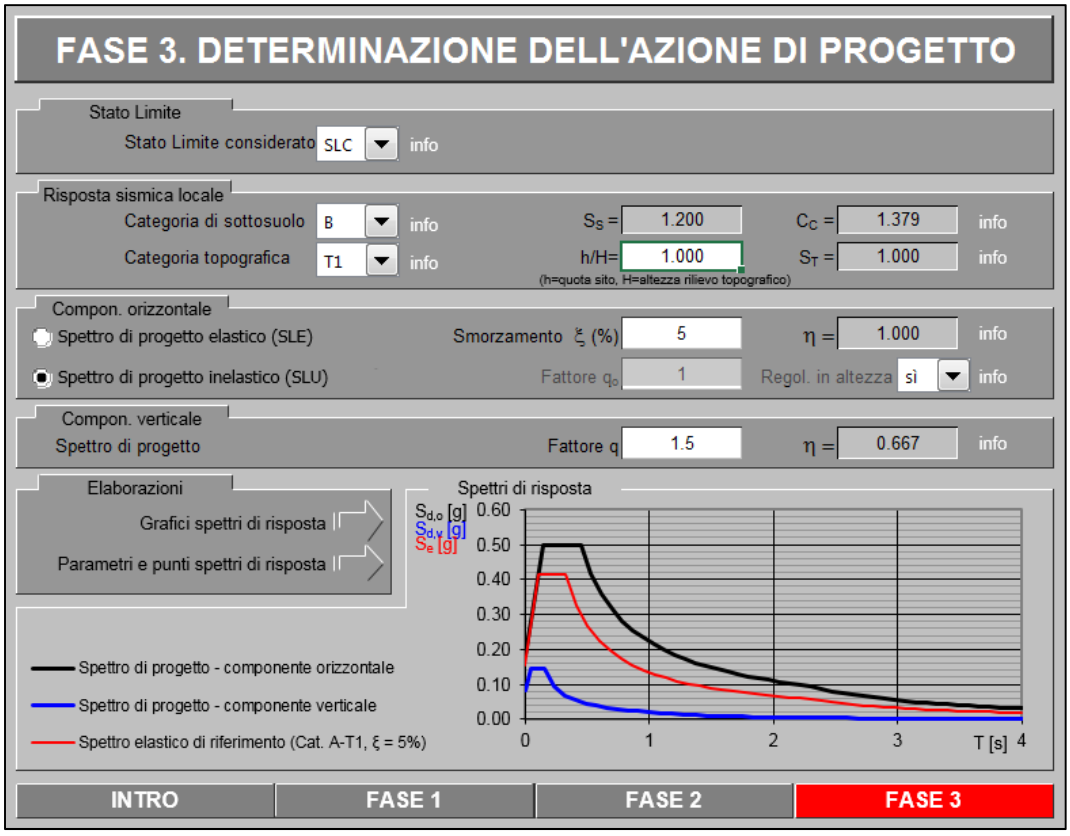
STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

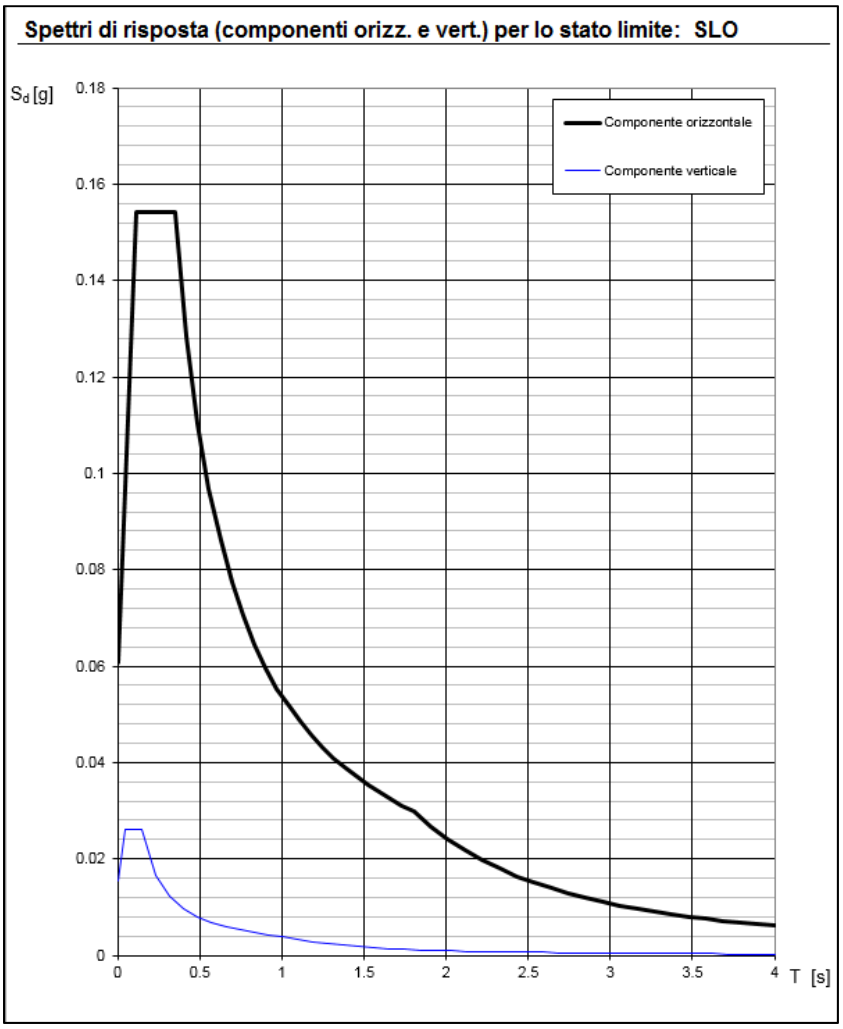


STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLE VITA UTILE (SLV)



STATO LIMITE DI COLLASSO (SLC)





Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLO	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLO

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0.051 g
F_o	2.538
T_C^*	0.238 s
S_S	1.200
C_C	1.465
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.116 s
T_C	0.349 s
T_D	1.802 s

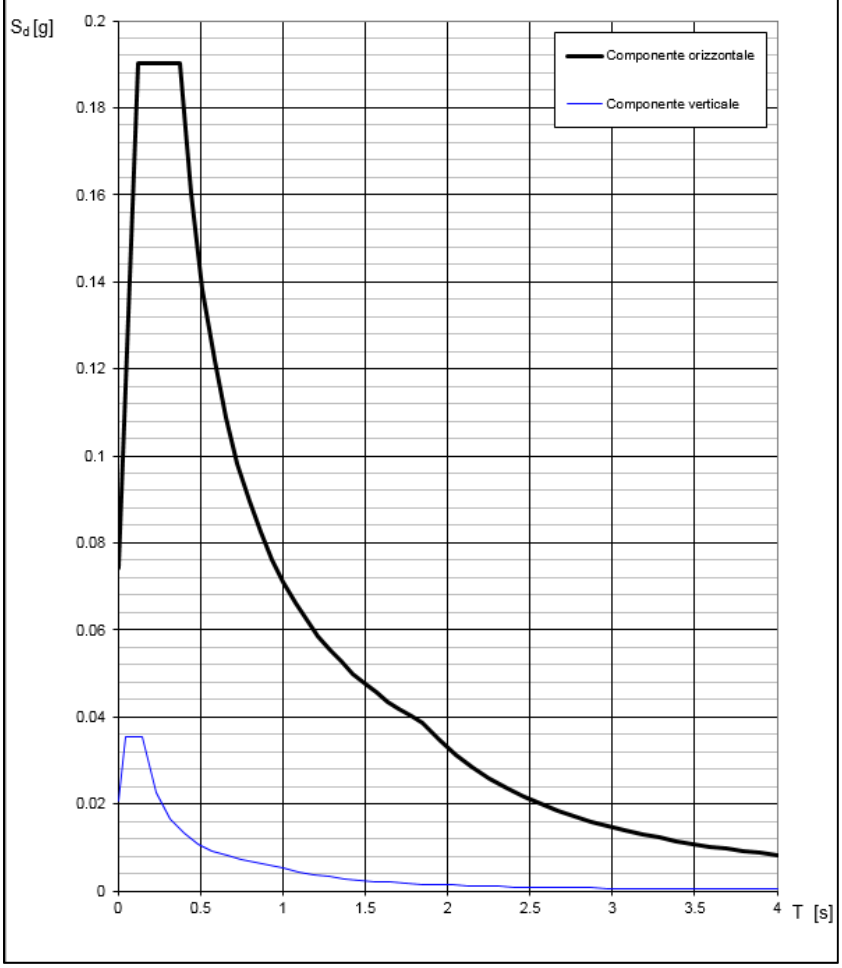
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_{gv}	0.015 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.771
S	1.000
η	0.667

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.062 g
F_o	2.559
T_C^*	0.260 s
S_S	1.200
C_C	1.440
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.125 s
T_C	0.375 s
T_D	1.848 s

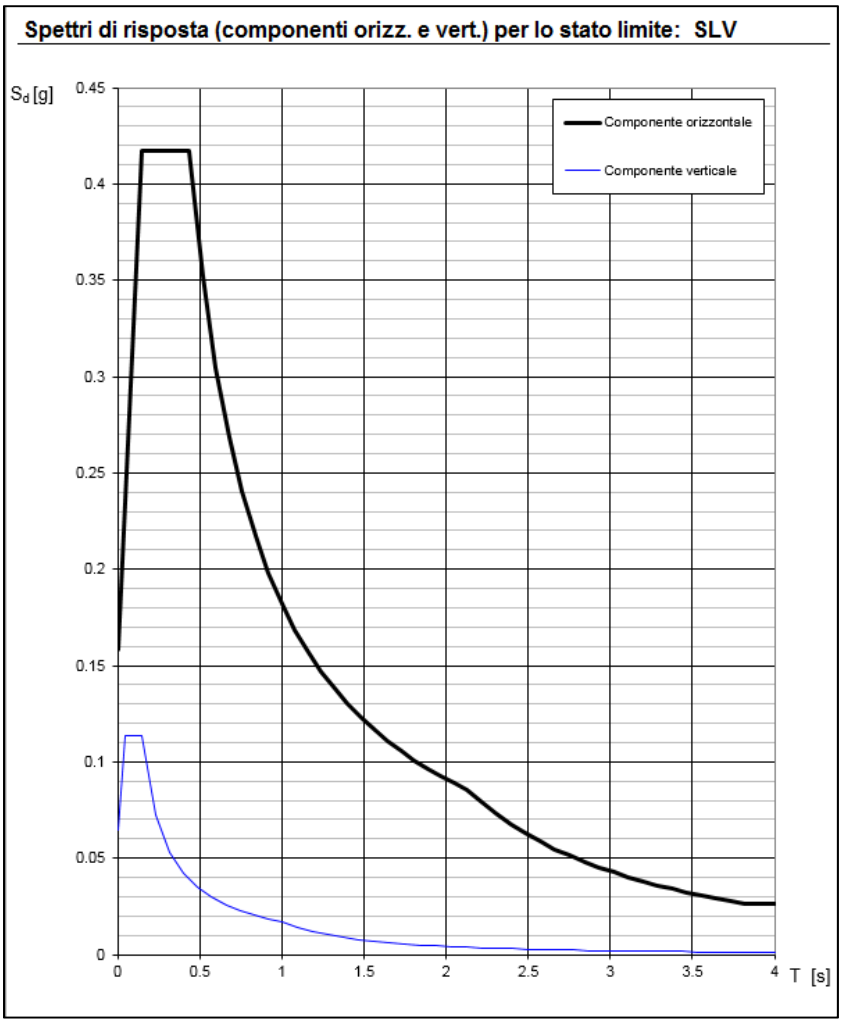
Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0.021 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.860
S	1.000
η	0.667



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLV	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.132 g
F_o	2.633
T_C^*	0.315 s
S_S	1.200
C_C	1.386
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.146 s
T_C	0.437 s
T_D	2.129 s

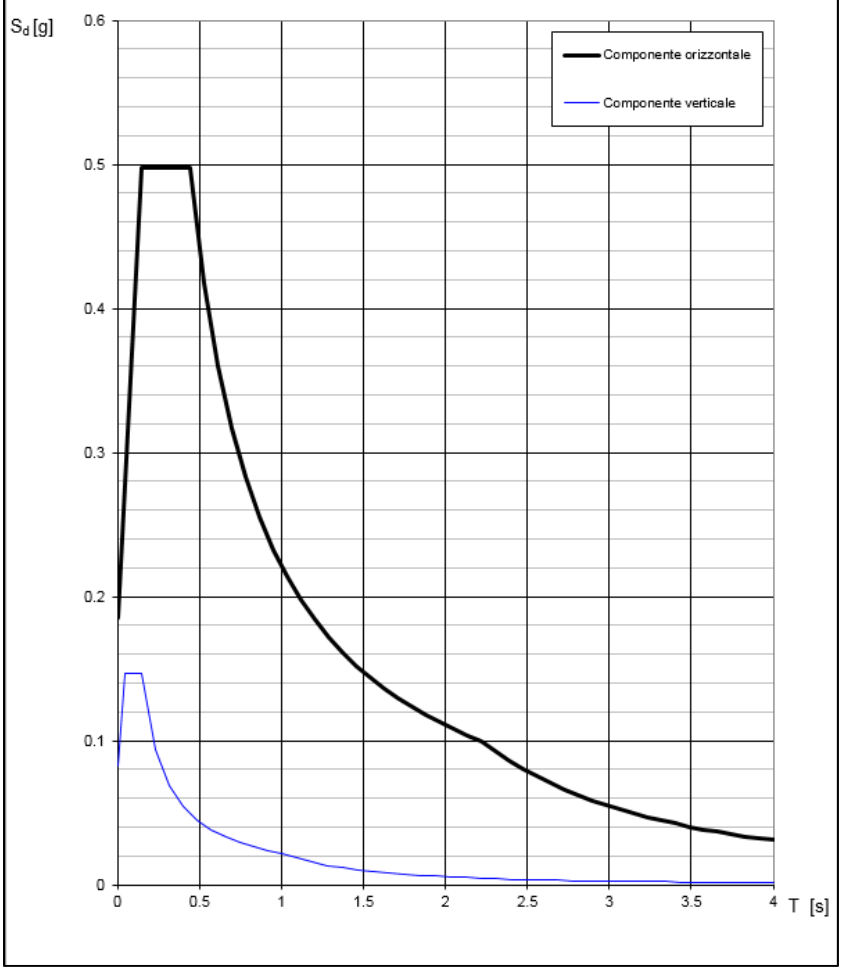
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.065 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.292
S	1.000
η	0.667

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLC	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.154 g
F_o	2.684
T_C^*	0.323 s
S_S	1.200
C_C	1.379
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.148 s
T_C	0.445 s
T_D	2.217 s

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_{gv}	0.082 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.424
S	1.000
η	0.667

Si possono, quindi, riepilogare i valori dell'**accelerazione sismica di progetto**, ovvero della **pericolosità sismica di progetto**:

- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLO: a_g = 0,051 g.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLD: a_g = 0,062 g.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a **SLV: a_g = 0,132 g**.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a **SLC: a_g = 0,154 g**.
- accelerazione sismica orizzontale massima di progetto a SLV (***pericolosità sismica di progetto a SLV***): $\mathbf{a_{g,SLV} = S_s \times S_T \times a_{g,SLV} = 1,2 \times 1,0 \times 0,132\ g \cong 0,158\ g.}$
- accelerazione sismica orizzontale massima di progetto a SLC (***pericolosità sismica di progetto a SLC***): $\mathbf{a_{g,SLC} = S_s \times S_T \times a_{g,SLC} = 1,2 \times 1,0 \times 0,154\ g \cong 0,185\ g.}$

5.5 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (ai sensi del *D.M. 17/01/2018, paragrafo 2.5.3*):

- Combinazione fondamentale, per gli stati limite ultimi (SLU):

$$SD = \gamma_{G1}\, G_1 + \gamma_{G2}\, G_2 + \gamma_P\, P + \gamma_{Q1}\, Q_{k1} + \gamma_{Q2}\, \Psi_{02}\, Q_{k2} + \gamma_{Q3}\, \Psi_{03}\, Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$SD = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02}\, Q_{k2} + \Psi_{03}\, Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$SD = G_1 + G_2 + P + \Psi_{11}\, Q_{k1} + \Psi_{22}\, Q_{k2} + \Psi_{23}\, Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$SD = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}\, Q_{k1} + \Psi_{22}\, Q_{k2} + \Psi_{23}\, Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$SD = E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}\, Q_{k1} + \Psi_{22}\, Q_{k2} + \ldots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un

contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.

I coefficienti parziali per le azioni utilizzati nelle verifiche a SLU sono, in genere:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Il valore dei coefficienti di combinazione usati sono, invece, i seguenti:

Tab. 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[(1)]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti di combinazione per la categoria I (coperture praticabili) e per la categoria K (copertura per usi speciali) saranno da valutarsi caso per caso.

Si evidenzia che le azioni dovute alla spinta del terreno (interrimento delle strutture) e alla spinta dell'acqua sono state, a favore di sicurezza, combinate con un coefficiente pari a 1,5 anziché 1,3 come eventualmente consentito dal *paragrafo 6.2.4.1.1 delle NTC-18* e dal *paragrafo C.8 del D.M. 26.06.2014*.

Relativamente all'azione sismica E, da prendersi in conto in un'apposita situazione di progetto sismica (combinazione sismica), essa è stata schematizzata applicando, non contemporaneamente, in due direzioni ortogonali un sistema di forze orizzontali sismiche di intensità proporzionale alle masse della costruzione.

Ai fini delle masse inerziali per il calcolo dell'azione "E", nei modelli di calcolo sono stati considerati il peso proprio delle costruzioni, tutti i carichi permanenti portati e, aggiuntivamente, a favore di sicurezza, il sovraccarico del terreno posto a tergo delle opere.

Ai fini della combinazione sismica sono state, invece, considerate le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + P_k + \sum(\Psi_2 Q_k)$$

dove:

Ψ_2 coefficiente di combinazione dell' azione variabile Q_k, che tiene conto della ridotta probabilità che tutti i carichi variabili siano simultaneamente presenti sull'intera struttura in occasione del sisma. In particolare nella combinazione sismica è stata considerata l'azione variabile prevalente, ovvero dominante, associata al sovraccarico agente ed applicando cautelativamente un coefficiente di combinazione pari a 0,8, ampiamente ragionevole e giustificato per via della ridottissima probabilità di evento sismico in concomitanza al sovraccarico variabile massimo.

L'azione dovuta alla spinta dell'acqua, anche se non costante nel tempo e, comunque, relativa ad opere accessorie alla diga e l'azione del terreno a tergo delle costruzioni, anche se non del tutto pertinente e già ricompresa nella determinazione di "E", sono state considerate con un coefficiente di combinazione pari a 0,8, equivalente a quello utilizzato per le azioni di tipo variabile, ampiamente ragionevole e giustificato.

6. Metodi di analisi e criteri di verifica strutturale

6.1 Costruzioni in conglomerato cementizio armato

La valutazione della sicurezza delle strutture in progetto in calcestruzzo armato è stata condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi indicati al *capitolo 2* del D.M. 17.01.2018. In particolare, l'analisi strutturale volta alla valutazione degli effetti delle azioni, è stata condotta mediante il metodo di **analisi elastica lineare** ai sensi del *paragrafo 4.1.1.1 delle N.T.C.-2018*, con lo scopo di stabilire la distribuzione delle forze interne, delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti nelle strutture. Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno, quindi, effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Ai fini della valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno, inoltre, le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità de formativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità de formativa ultima.

L'analisi delle strutture nei confronti delle azioni sismiche è stata invece condotta, relativamente ai manufatti principali e caratterizzati da una maggiore rilevanza costruttiva, mediante il metodo di **analisi dinamica lineare** ai sensi del *paragrafo 7.3.3.1 delle N.T.C.-2018* e consistente:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

L'analisi strutturale sismica dei manufatti costruttivamente più semplici è stata, invece, condotta mediante il metodo di **analisi statica lineare** ai sensi del *paragrafo 7.3.3.2 delle N.T.C.-2018*.

Relativamente ai **metodi di calcolo**, come già indicato in precedenza, si farà riferimento al metodo degli stati limite, secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018. Le suddette norme saranno applicate integralmente anche per quanto riguarda i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico. Ai fini delle verifiche strutturali dovrà risultare sempre soddisfatta la seguente relazione:

Rd (Resistenza di progetto) > Ed (Effetto delle azioni di progetto)

dove R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate ed E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto delle azioni e ai coefficienti di combinazione come indicato nel *§ 2.5.3 delle N.T.C.*.

6.1.1 Resistenze di calcolo

In generale, le resistenze di calcolo f_d dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, sono ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove:

- f_k è la resistenza caratteristica del materiale considerato;
- γ_M è il coefficiente parziale per le resistenza, comprensivo delle incertezze del modello e della geometria, che può variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

I valori specifici dei parametri caratteristici dei materiali per uso struttuale sono stati, pertanto, dedotti dalle formule indicate al *paragrafo 4.1.2.1.1* del citato D.M. che vengono riportate di seguito:

- **resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_C}$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed è pari a 0,85;

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1,5;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

- **resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:**

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_C}$$

dove:

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1,5;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo e vale:

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

dove:

f_{ctm} è la resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo e vale:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

dove:

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

- **resistenza di calcolo dell'acciaio:**

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S}$$

dove:

γ_S è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al'acciaio ed è pari a 1,15;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Con riferimento, quindi, alle caratteristiche tecniche – prestazionali indicate al *capitolo 3*, si sono, in definitiva assunti i seguenti valori principali di resistenza di calcolo:

Calcestruzzo C25/30 – R_{ck} 30 N/mm²:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{y_c} = 0{,}85 \cdot \frac{R'_{ck} \cdot 0{,}83}{y_c} = 0{,}85 \cdot \frac{25{,}0}{1{,}5} \cong 14{,}17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{y_c} = \frac{0{,}7 \cdot \left(0{,}3 \cdot f_{ck}^{2/3}\right)}{y_c} = 1{,}20 \text{ N/mm}^2$$

Calcestruzzo C32/40 – R_{ck} 40 N/mm²:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{y_c} = 0{,}85 \cdot \frac{R'_{ck} \cdot 0{,}83}{y_c} = 0{,}85 \cdot \frac{32{,}0}{1{,}5} \cong 18{,}13 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{y_c} = \frac{0{,}7 \cdot \left(0{,}3 \cdot f_{ck}^{2/3}\right)}{y_c} = 1{,}40 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per c.a. B450C controllato in stabilimento:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{y_s} = \frac{450}{1{,}15} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al *paragrafo 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018*; in particolare sia per le verifiche effettuate a pressoflessione retta che per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il modello "*parabola-rettangolo*" indicato dal diagramma (a) riportato nella figura sottostante:

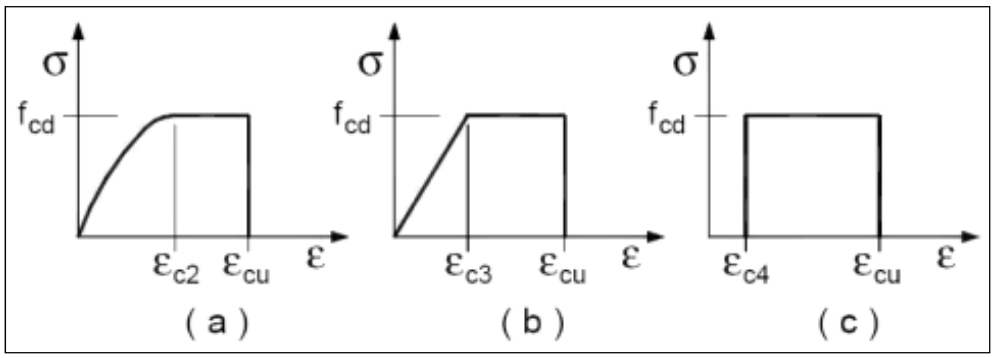


Figura 9a - Modelli di calcolo tensione-deformazione per il calcestruzzo.

Per le classi di resistenza del calcetruzzo pari o inferiori a C50/60 si può porre:

- $\varepsilon_{c2} = 2.0‰$;
- $\varepsilon_{cu} = 3.5‰$.

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale in conformità alle indicazioni riportate al *punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018*; in particolare è stato, quindi, adottato il modello elastico perfettamente plastico indefinito nel seguito rappresentato (diagramma *(b)*):

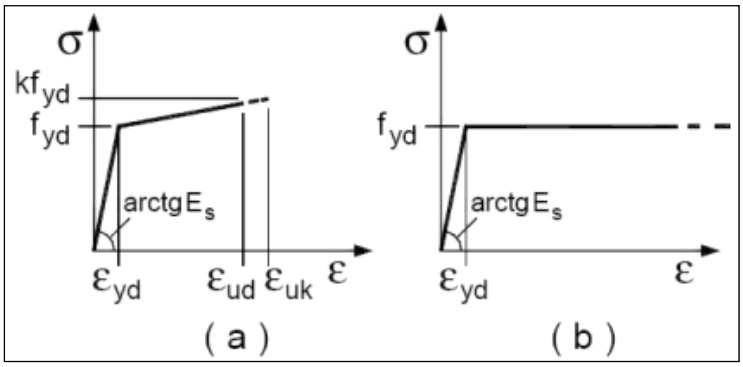


Figura 9b - Modelli di calcolo σ-ε per l'acciaio.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere, comunque, verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa (*capitolo 11 del D.M. 17.01.2018*) e in base a quanto già indicato al *capitolo 3* della presente relazione.

6.1.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

6.1.2.1 Dimensionamento armature longitudinali (verifica flessione)

Allo Stato Limite Ultimo i momenti flettenti sollecitanti di progetto MEd sono calcolati con i metodi dell'analisi strutturale per i carichi della combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1}\, G_1 + \gamma_{G2}\, G_2 + \gamma_P\, P + \gamma_{Q1}\, Q_{k1} + \gamma_{Q2}\, \Psi_{02}\, Q_{k2} + \gamma_{Q3}\, \Psi_{03}\, Q_{k3} + \ldots$$

Una sezione inflessa da un momento di progetto di SLU M_{Ed} è verificata se è soddisfatta la relazione:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Per il calcolo dello stato tensionale sono valide le tre ipotesi esposte precedentemente:

Il metodo definisce "*configurazioni deformate di SLU*" di una sezione solo quelle configurazioni in cui almeno uno dei materiali acciaio e calcestruzzo raggiunge la deformazione ultima del proprio diagramma di progetto. Solo tali configurazioni sono convenzionalmente definite "*di stato limite ultimo*".

In flessione le configurazioni deformate di una sezione di interesse allo SLU sono, dunque, tutte e solo quelle in cui la deformazione del calcestruzzo al bordo compresso è pari alla deformazione ultima $|\varepsilon_c| = |\varepsilon_{cu2}|$ mentre la deformazione ε_s dell'acciaio è compresa tra la deformazione nulla $\varepsilon_s = 0$ e la deformazione ultima ε_{ud}. Per le sezioni inflesse sono $N_{Ed} = 0$ e $M_{Ed} \neq 0$. Perché risulti $N_{Ed} = 0$ deve essere (vedi *figura 10*):

$$C + S' = S \qquad\qquad \beta_1\, f_{cd}\, x_u\, b + \sigma'_s\, A'_s = \sigma_s\, A_s$$

L'asse neutro "taglia" la sezione alla profondità x_u, tale valore permette il calcolo della risultante C delle tensioni del calcestruzzo compresso.

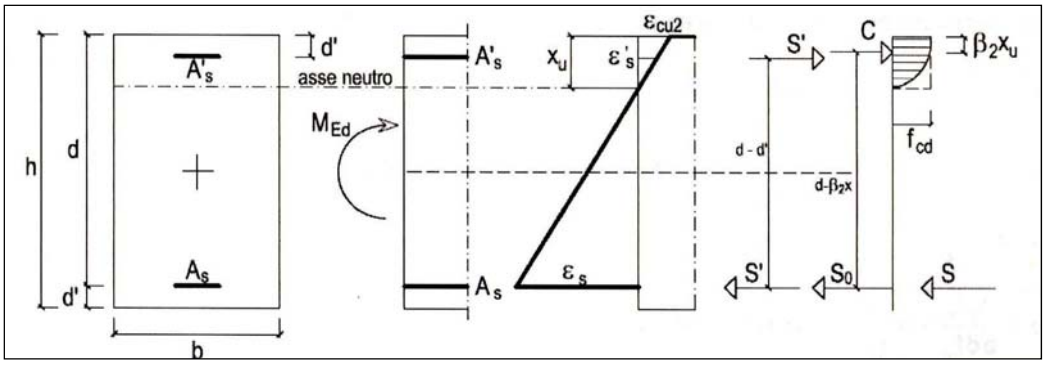


Figura 10.

Il momento resistente di SLU M_{Rd} è somma di due coppie, una coppia calcestruzzo-acciaio C – S_0 formata dalla risultante C del calcestruzzo compresso e S_0 di parte dell'armatura tesa il cui braccio di leva è $z = (d-\beta_2 x_u)$, e una coppia S' – S formata dalle risultanti S' dell'armatura compressa e della parte restante dell'armatura tesa, con braccio di leva (d-d') (vedi *figura 10*):

$M_{Rd} = C\ z + S'\ (d-d')$ $\qquad\qquad$ $M_{Rd} = \beta_1 f_{cd} x_u b (d-\beta_2 x_u) + \sigma'_s A_s' = \sigma'_s A_s' (d-d')$

Avendo come dati le caratteristiche dei materiali acciaio – calcestruzzo e le dimensioni geometriche b, d della sezione considerata, le incognite di progetto sono tre: la larghezza della zona compressa e le aree d'armatura A_s' e A_s. Se si fissa un rapporto A_s'/A_s le due equazioni sopra riportate (una di equilibrio alla traslazione e una di equilibrio alla rotazione) permettono di determinare la larghezza della zona compressa e l'area A_s dell'armatura tesa.
Dal progetto si ottengono quantità teoriche che sono successivamente arrotondate per eccesso. Tale arrotondamento garantisce che la capacità portante M_{Rd} della sezione sia maggiore di quella minima teorica: progetto e verifica costituiscono dunque di fatto un'unica fase.

6.1.2.2 Dimensionamento armature trasversali (verifica taglio)

Le armature trasversali in grado di portare una forza di taglio V sono quelle che, inclinate da 45° a 90° sull'asse longitudinale di un elemento, attraversano l'asse neutro collegando il corrente inferiore teso con il corrente superiore compresso. Tali armature, per essere efficaci, devono essere debitamente ancorate in entrambi i correnti.

Negli elementi privi di armatura trasversale sotto l'effetto dei carichi nascono fessure sub verticali, oltre che nella zona prevalentemente inflessa, anche nella zona di flessione/taglio. In assenza di armature trasversali per il trasferimento della forza di taglio si ipotizza un meccanismo resistente arco-tirante in cui l'arco è costituito dal calcestruzzo compresso e il tirante dalle armature inferiori tese ancorate alle estremità (*figura 11*).

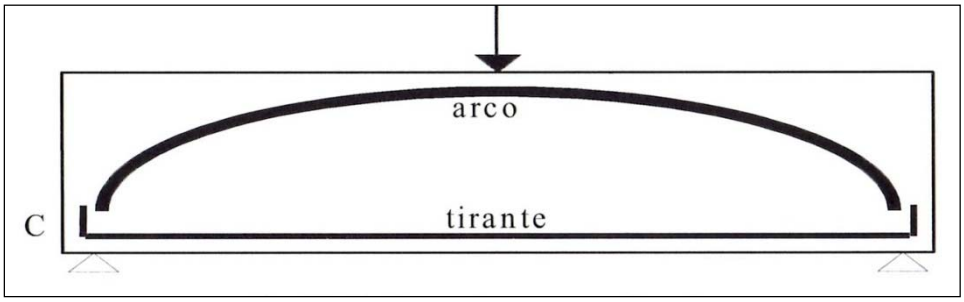


Figura 11.

Perché il meccanismo arco-tirante sia efficace alle estremità della trave deve essere presente un'adeguate quantità d'armatura al bordo inferiore della sezione. Ipotizzando che il corrente compresso incida nel nodo di estremità con un angolo di 45°, per l'equilibrio nasce nel corrente teso una forza di trazione di intensità pari alla forza di taglio V.

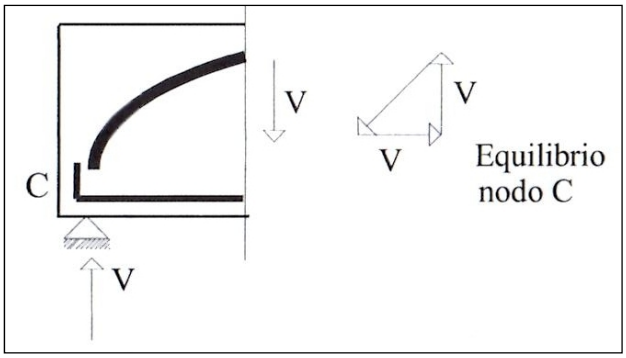


Figura 12

La capacità portante V_{Rd} di un elemento non armato a taglio vale (secondo *D.M. 17.01.2018, paragrafo. 4.1.2.3.5.1*):

$$V_{Rd} = \left\{ 0{,}18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq \left(v_{min} 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d$$

Per cui deve essere rispettata la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Per elementi dotati di armatura trasversale (staffe, barre piegate,…) il D.M. 17.01.2018 e l'EC2 schematizzano la trave con una sovrapposizione di reticoli isostatici costituiti ciascuno da bielle di calcestruzzo compresse inclinate dell'angolo θ, bielle tese formate dalle armature trasversali disposte con un angolo α compreso tra 45° e 90° rispetto alla linea d'asse della trave, corrente superiore compresso e corrente inferiore teso (*modello di Morsch – figura 13*).

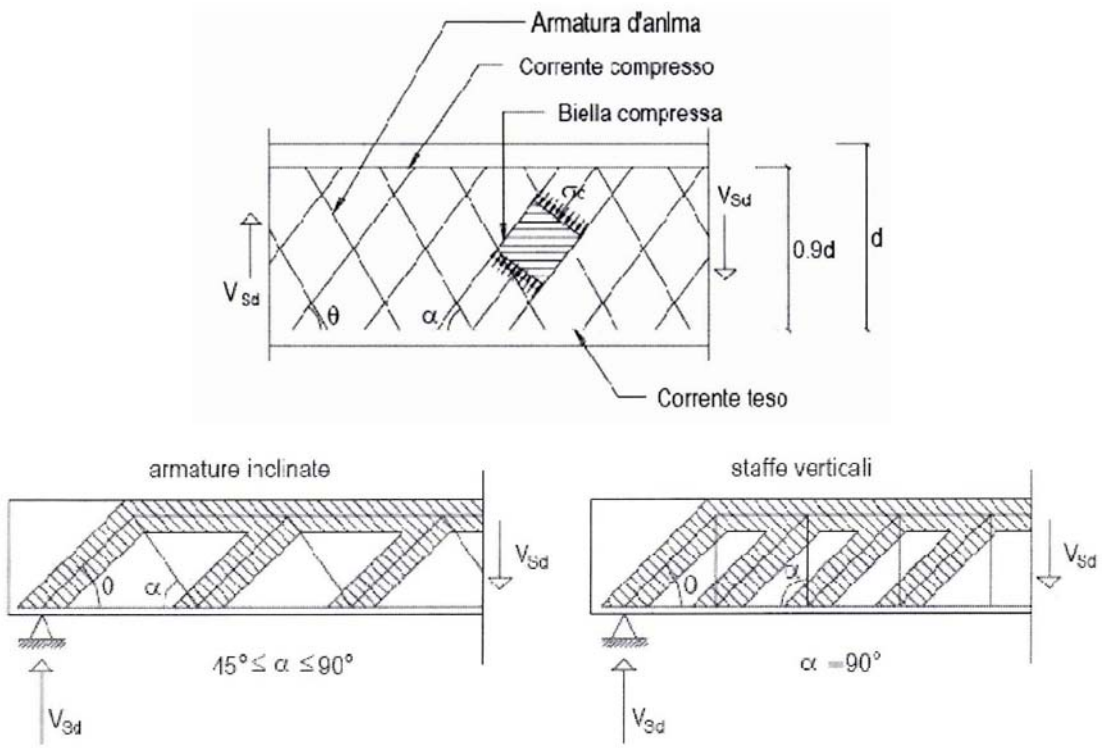


Figura 13.

Le sollecitazioni nelle bielle del reticolo isostatico si calcolano con semblici equazioni d'equilibrio alla traslazione.

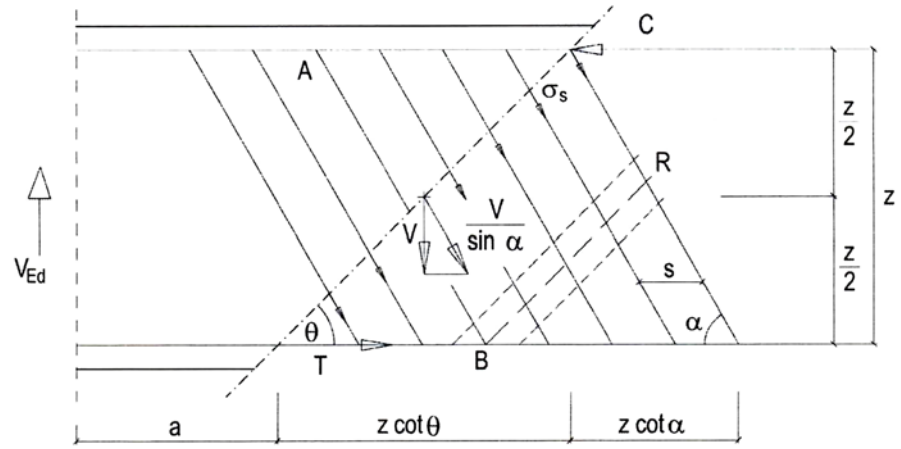


Figura 14

In base al paragrafo *4.1.2.3.5.2 del D.M. 17.01.2018*, l'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\,\theta \leq 2{,}5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio allo SLU agente.
Con riferimento all'armatura trasversale**,** la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0{,}9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0{,}9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta)/(1 + ctg^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Le verifiche che devono essere soddisfatte in questo caso sono:

1) $V_{Ed} \leq V_{Rdc}$ per la verifica a compressione del calcestruzzo d'anima;
2) $V_{Ed} \leq V_{Rds}$ per la verifica a trazione delle armature trasversali;
3) $V_{Rds} \leq V_{Rdc}$ per la verifica delle condizioni di duttilità.

6.1.2.3 Verifica a punzonamento

In accordo al paragrafo *4.1.2.3.5.4 delle N.T.C.-2018* solette piene, solette nervate a sezione piena in corrispondenza di colonne, e fondazioni devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza di pilastri e di carichi concentrati.

Se, sulla base del calcolo, la resistenza a trazione del calcestruzzo sul perimetro efficace non è sufficiente per fornre la richiesta resistenza al punzonamento, vanno inserite apposite armature a taglio aggiuntive. Queste armature vanno estese fino al perimetro più esterno sul quale la resistenza a trazione del calcestruzzo risulta sufficiente. Per la valutazione della resistenza a punzonamento si può fare utile riferimento al *paragrafo 6.4.4 UNI EN1992-1-1* nel caso di assenza di armature a taglio, al *paragrafo 6.4.5* della norma *UNI EN1992-1-1* nel caso di presenza di armature a taglio.

6.1.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Anche se il progetto delle sezioni e delle armature di un elemento inflesso si effettua, di regola, per le sollecitazioni di stato limite ultimo (SLU), la verifica degli stati limite d'esercizio (SLE) può in molti casi limitare le scelte progettuali. Per evitare che una struttura progettata allo SLU non verifichi gli SLE è opportuno tener conto di questi ultimi nel definire i criteri di

dimensionamento allo SLU della geometria degli elementi strutturali.

Gli stati limiti d'esercizio di cui tratta il D.M. 17.01.2018 riguardano quelle condizioni d'uso di una struttura che possono avere un risvolto diretto sulla frubilità, ma non comportano pregiudizio per l'incolumità delle persone.

Valgono le seguenti considerazioni:

1) per la minor severità delle conseguenze legate al superamento di uno stato limite di esercizio i coefficienti di sicurezza parziali delle azioni hanno valore $\gamma_F = 1{,}0$ minore che allo stato limite ultimo. Analogamente per le resistenze si assume $\gamma_M = 1{,}0$. il calcolo dunque si basa sui valori "*caratteristici*" di azioni e resistenze. Per alcune grandezze meccaniche (modulo E, coefficiente di ritiro, ecc.) si adottano, anziché i valori caratteristici, i valori medi.
2) Per strutture non precompresse per la verifica di **limitazione delle tensioni** si utilizzano due combinazioni: la *combinazione di carico quasi permanente QP* e la *combinazione di carico caratteristica (rara) CA*. Per lo stato **limite di fessurazione** si utilizza, invece, la *combinazione di carico quasi permanente QP*.
3) Per i diversi stati limite di esercizio i valori da non superare sono fissati nella norma di riferimento (D.M. 17.01.2018) o nei capitolati, se legati alle condizioni d'uso di una particolare opera.
4) Per il calcolo degli effetti dei carichi (fessure, deformazioni, tensioni, ecc.) oggetto degli SLE si possono utilizzare modelli basati sul comportamento elastico lineare dei materiali. Per il calcestruzzo armato si può utilizzare il modello della sezione omogeneizzata parzializzata.

6.1.3.1 Verifica di fessurazione

La presenza di fessure nelle strutture inflesse di calcestruzzo armato non precompresso è inevitabile tanto che è alla base dei modelli di calcolo delle strutture in c.a. (sezioni parzializzate). Ciò nonostante l'ampiezza delle fessure deve risultare limitata, oltre che per ragioni estetiche, soprattutto per non ridurre la protezione delle armature all'aggressività ambientale.

Il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0{,}2$ mm;
- $w_2 = 0{,}3$ mm;
- $w_3 = 0{,}4$ mm.

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.
Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella *Tab. 4.1.III del D.M. 17.01.2018* con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* – aggiornato settembre 2017.

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature si distinguono in due gruppi:
- armature sensibili, alle quali appartengono gli acciai da precompressione;
- armature poco sensibili, relative agli gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

Nella *Tab. 4.1.IV del D.M. 17.01.2018* sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV – *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure w_d, da confrontare con i valori limite indicati nella tabella precedente, è ottenuto applicando la procedura proposta nel *paragrafo C4.1.2.2.4.5 del 21 gennaio 2019, n. 617 e s.m.i. (circolare applicativa N.T.C.-2018).*

Per le opere in progetto, caratterizzate da armature poco sensibili e da condizioni ambientali ordinarie verrà, quindi, cautelativamente sviluppata una verifica alla fessurazione, per la condizione "quasi permanente", con riferimento al limite "w_2", in modo tale da tenere prudenzialmente in conto i possibili effetti dovuti ai ripetuti cicli di gelo e disgelo all'azione dell'acqua, oltre che a possibili difetti esecutivi e riduzioni di copriferro localizzate.

6.1.3.2 Verifica delle tensioni di esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio è effettuata nelle usuali ipotesi di comportamento lineare dei materiali, trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo teso. Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti indicati nel *paragrafo. 4.1.2.2.5. del D.M. 17.01.2018*.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c, deve, in particolare, rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0{,}60\ f_{ck} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0{,}45\ f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente.}$$

La massima tensione di trazione per l'acciaio dell'armatura tesa σ_s, deve, invece, rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0{,}80\ f_{yk}$$

Nei calcoli per azioni di breve durata può assumersi il valore del modulo di elasticità del calcestruzzo E_c dato dall'*equazione 11.2.5 delle N.T.C. – D.M. 17.01.2018*, ed un modulo di elasticità dell'acciaio E_s pari a 210.000 N/mm^2. Tale valore può essere opportunamente ridotto nel caso di fili, trecce e trefoli da cemento armato precompresso.

Nel caso di azioni di lunga durata, gli effetti della viscosità del calcestruzzo si possono tenere in conto riducendo opportunamente il modulo di elasticità E_c mediante l'introduzione del coefficiente di viscosità ϕ definito al *paragrafo 11.2.10.7 delle N.T.C.* in funzione del grado di umidità relativa ambientale.

6.2 Costruzioni in acciaio da carpenteria metallica

La valutazione della sicurezza delle strutture in progetto in acciaio da carpenteria metallica è stata condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi indicati ai *capitoli 2 e* 4.2 del D.M. 17.01.2018. In particolare l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, è stata condotta mediante il metodo di **analisi elastica lineare**, ai sensi del *paragrafo 4.1.1.1* delle N.T.C.-2018, con lo scopo di stabilire la distribuzione delle forze interne, delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti nelle strutture.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono

verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti descritti nelle N.T.C.-2018.

Relativamente ai metodi di calcolo, come già indicato in precedenza, si farà riferimento al metodo degli stati limite, secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018. Le suddette norme saranno applicate integralmente anche per quanto riguarda i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico.

Ai fini delle verifiche strutturali dovrà, pertanto, risultare sempre soddisfatta la seguente relazione:

Rd (Resistenza di progetto) > Ed (Effetto delle azioni di progetto)

dove R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate ed E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto delle azioni e ai coefficienti di combinazione come indicato nel *§ 2.5.3 delle N.T.C.*.

6.2.1 Resistenze di calcolo

In generale, le resistenze di calcolo f_d dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, sono ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove:

- f_k è la resistenza caratteristica del materiale considerato;
- γ_M è il coefficiente parziale per le resistenza, comprensivo delle incertezze del modello e della geometria, che può variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

I valori specifici dei parametri caratteristici dei materiali per uso struttuale sono stati, pertanto, dedotti dalle formule indicate al *paragrafo 4.2.4.1* delle N.T.C., le quali vengono riportate di seguito:

Acciaio per laminati classe S355:

$$f_d = \frac{f_y}{y_M} = \frac{355}{1{,}05} = 340 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per laminati classe S275:

$$f_d = \frac{f_y}{y_M} = \frac{275}{1{,}05} = 260 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per laminati classe S235:

$$f_d = \frac{f_y}{y_M} = \frac{235}{1{,}05} = 220 \text{ N/mm}^2$$

6.2.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La **resistenza di calcolo delle membrature a stato limite ultimo** R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

- R_k è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione; nel caso in cui si abbiamo elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristichegeometriche "efficaci", area efficace A_{eff}, modulo di resistenza efficace W_{eff}, modulo di inerzia efficace J_{eff}, valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN 1993-1-5. Nel caso di elementi strutturali formati a freddo e lamiere sottili, per valutare le caratteristiche geometriche "efficaci" si può fare riferimento a quanto indicato in UNI EN 1993-1-3.
- γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella presente normativa ed utilizzando acciai dal grado S235 al grado S460 di cui al *§ 11.3*, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella *tabella 4.2.VII del D.M. 17.01.2018.* Il coefficiente di sicurezza γ_{M2}, in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza, invece, il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1}.

Per la verifica delle travi la resistenza di calcolo da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.

La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di

tener conto egli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

Relativamente alle **verifiche di resistenza delle membrature**, le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento a quanto previsto dal *paragrafo 4.2.4.1.2 delle N.T.C.-2018*, seguendo il seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}{}^2 + \sigma_{z,Ed}{}^2 - \sigma_{z,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}{}^2 \leq \left(f_{yk} / \gamma_{M0}\right)^2$$

dove:

- $\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;
- $\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;
- τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

La verifica in campo plastico richiede che si determini una distribuzione di tensioni interne "staticamente ammissibile", cioè in equilibrio con le sollecitazioni applicate (N, M, T, ecc.) e rispettosa della condizione di plasticità.

I modelli resistenti esposti nei paragrafi seguenti definiscono la resistenza delle sezioni delle membrature nei confronti delle sollecitazioni interne, agenti separatamente o contemporaneamente.

Per le sezioni di classe 4, in alternativa alle formule impiegate nel seguito, si possono impiegare altri procedimenti di compro vata validità.

Le **verifiche di stabilità delle membrature** fanno riferimento a quanto previsto dal *paragrafo 4.2.4.1.3* e successivi, sulla base delle curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi, previsti dalla tabella *tabella 4.2.VIII delle N.T.C.-2018* e, per elementi inflessi, previsti dalla *tabella 4.2.IX delle N.T.C.-2018.*

Circa le **limitazioni della snellezza** si definisce la lunghezza libera d'inflessione la lunghezza $l_0 = \beta\, l$ da sostituire nel calcolo del carico critico elastico (Euleriano) N_{cr} alla lunghezza l dell'asta quale risulta dallo schema strutturale. Il coefficiente β deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

Si definisce, quindi, snellezza di un'asta nel piano di verifica considerato il rapporto

$$\lambda = l_0 / i$$

dove:

- l_0 è la lunghezza d'inflessione nel piano considerato;
- i è il raggio d'inerzia relativo.

È opportuno limitare la snellezza λ al valore di 200 per le membrature principali ed a 250 per le membrature secondarie.

Per la verifica di stabilità delle travi inflesse si applica aggiuntivamente il coefficiente correttivo del momento flettente previsto dalla tabella *tabella 4.2.IX delle N.T.C.-2018.*

6.2.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Le verifiche agli stati limite di esercizio riguarderanno, in modo particolare, per le strutture progettualmente previste, la verifica della compatibilità dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come: $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ secondo quanto rappresentato nella figura seguente:

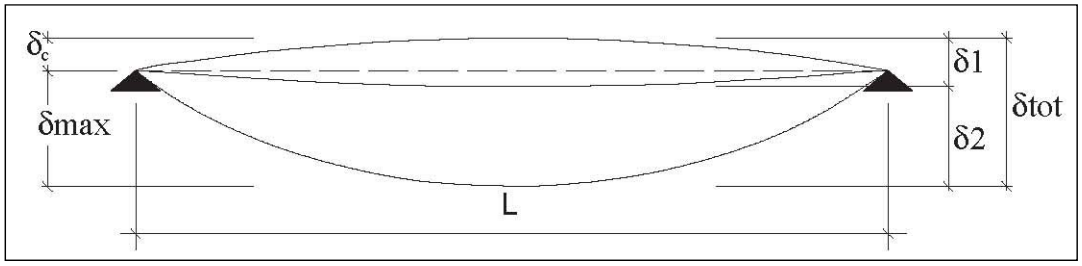


Figura 15 – Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio.

essendo:

- δ_C la monta iniziale della trave;
- δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti;
- δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili;
- δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_C$.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δ_{max} e δ_2 riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento E sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

A tal fine si possono adottare i limiti indicati nella *tabella 4.2.XII* delle *N.T.C.-2018*, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Tab. 4.2.XII - *Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie*

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.		

6.3 Costruzioni in muratura portante

L'analisi e le verifiche statiche e sismiche del locale tecnico in progetto in sommità della torre di presa con sistema costruttivo in muratura portante sono state condotte secondo i principi fondamentali e i metodi indicati ai *capitoli 2*, 4 e 7 delle N.T.C.-2018.

In particolare la valutazione globale e le verifiche di sicurezza del suddetto edificio, trattandosi di "*costruzione semplici*" come definita dalle N.T.C., è stata condotta mediante il **metodo di verifica semplificata**, sulla base di quanto previsto rispettivamente dai *paragrafi 4.5.6.4 (verifiche statiche) e 7.8.1.9 (verifiche sismiche) del D.M. 17.01.2018.*

6.4 Costruzioni in legno per uso strutturale

La valutazione della sicurezza e la verifica delle strutture in legno previste in progetto sarà condotta secondo i principi fondamentali e i metodi indicati ai *capitoli 2, 4.4 e 7.7 del D.M. 17.01.2018*. In particolare le verifica di sicurezza delle strutture in legno saranno attuate in relazione sia agli stati limite ultimi che agli stati limite di esercizio e con riferimento, oltre che alle condizioni iniziali, anche alle condizioni finali (a tempo infinito). Si rimanda, in particolare, a quanto espressamente specificato ai *paragrafi 4.4.7 e 4.4.8* delle N.T.C.-2018.

L'analisi delle strutture sarà effettuata assumendo un comportamento elastico lineare dei materiali, considerando i valori pertinenti (medi o caratteristici) del modulo elastico, in

funzione dello stato limite e del tipo di verifica considerati.

I calcoli verranno svolti usando appropriate schematizzazioni adottando schemi di calcolo semplificati ma idonei per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della costruzione, anche in relazione alle modalità costruttive previste.

6.4.1 Resistenze di calcolo

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno. I valori di calcolo per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano, quindi, con riferimento combinato alle classi di durata del carico e alle classi di servizio come definite ai *paragrafi 4.4.4 e 4.4.5* delle N.T.C.-2018. In particolare, il valore di calcolo X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{\mathrm{mod}} X_k}{\gamma_M}$$

dove:

- X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale, come specificato al § 11.7 delle N.T.C.-2018, o della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico X_k può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme europee applicabili;
- γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella tabella 4.4.III del D.M. 17.01.2018; per il legno lamellare è assunto pari a 1,45;
- k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella tabella 4.4.IV del D.M. 17.01.2018. Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata.

6.4.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Le verifiche a stato limite ultimo saranno condotte con specifico riferimento a quanto previsto dal *paragrafo 4.4.8* del D.M. 17.01.2018. Le tensioni interne sono state calcolate nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le **verifiche a flessione**, in particolare, faranno riferimento ad entrambe le seguenti condizioni:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

dove:

- $\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione (vedi *figura 16*);
- $f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione, determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h, come definito al *paragrafo 11.7.1.1* delle N.T.C.-2018.

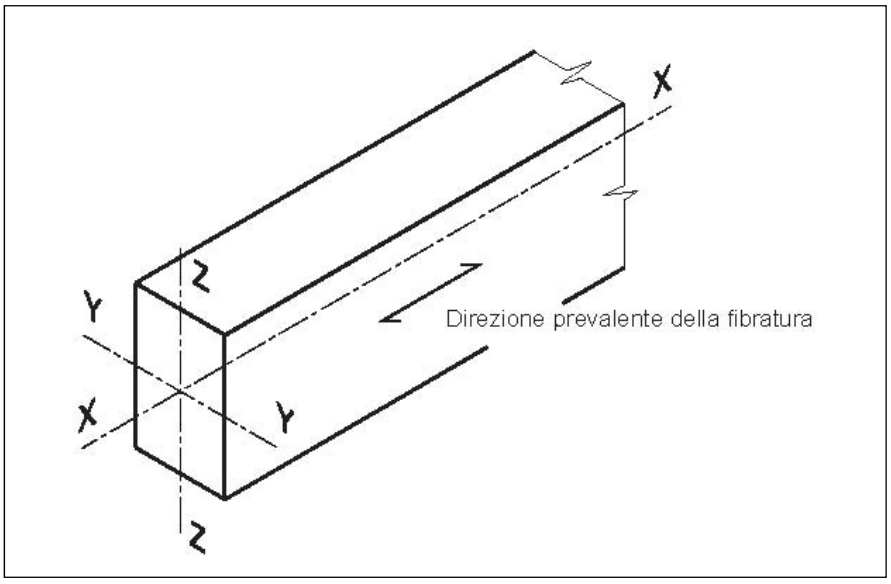


Figura 16 – Assi di riferimento dell'elemento in legno.

I valori da adottare per il coefficiente k_m, che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

- $k_m = 0,7$ per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1,0$ per altre sezioni trasversali.

Deve essere, inoltre, effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al § 4.4.8.2.1 delle N.T.C.-2018.

Per le **verifiche a taglio** deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

dove:

- τ_d è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;
- $f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

Relativamente ai puntoni verranno, inoltre, svolte le opportune verifiche a **compressione** e a **instabilità per compressione** con le modalità previste dalle NTC-2018.

Relativamente alle travi principali sarà aggiuntivamente eseguita anche la **verifica dell'appoggio**.

Considerata, infine, la semplicità e la regolarità delle strutture in progetto, allo stato attuale, si può ritenere ammissibile non eseguire specifiche verifiche a torsione ed instabilità a trazione delle varie travi. Non sono, peraltro, presenti sforzi di tenso-flessione o presso-flessione significativi.

6.4.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+ k_{def})$, per le membrature, e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella tabella 4.4.V delle N.T.C.-2018.

6.5 Modelli di calcolo e di verifica strutturale

La modellazione e il calcolo finalizzato al dimensionamento e alle verifiche strutturali e geotecniche nonché la valutazione della sicurezza globale della **torre di presa e del canale di presa**, sono stati effettuati tramite il codice di calcolo numerico agli elementi finiti *Midas Gen 2019*, *numero di serie: USGWOOO515, distribuito da Harpaceas S.r.l. di Milano.*

Il modello assunto per l'analisi strutturale è costituito da elementi a piastra (plate) opportunamente suddivisi in mesh di calcolo con altezze delle sezioni pari a quelle di progetto. Al modello sono state, quindi, applicate le azioni e i carichi e sovraccarichi per come definiti nella presente relazione e le condizioni al contorno di vincolo in fondazione come definite al *paragrafo 7.2* della presente relazione. Il software ripartisce e calibra in automatico la costante di sottofondo stimata alle dimensioni e alla geometria degli elementi di calcolo e dei relativi nodi elaborando, quindi, le azioni applicate sulla struttura e determinando le sollecitazioni di calcolo secondo le combinazioni di carico previste da normativa.

I risultati delle sollecitazioni di calcolo desumibili dall'elaborazione del modello ad elementi finiti sono stati opportunamente verificati tramite modelli di valutazione semplificati con riferimento sia allo stato limite ultimo che agli stati limite di esercizio sia a scopo di riscontro numerico che al fine della **validazione** e della verifica di **attendibilità dei risultati** stessi secondo quanto previsto dalle N.T.C..

I restanti manufatti in progetto sono stati, invece, modellati e verificati tramite codici di calcolo semplificati sempre conformemente alle N.T.C.-2018. In tal senso le analisi e i calcoli di verifica delle **costruzioni caratterizzate da una più semplice concezione strutturale**, da un limitato sviluppo dimensionale e geometricamente simmetriche, sono stati effettuati, ove possibile, con l'ausilio di modelli numerici semplificati, considerando cautelativamente i vari manufatti ed opere di tipo geotecnico con schema resistente a sezione verticale ad "U" o ad "L", alla stregua di pareti incastrate in fondazione, riconducendoli, pertanto, ad uno schema statico di tipo "a mensola".

La struttura verticale resistente in muratura portante e la copertura in legno del locale tecnico in corrispondenza della torre di presa saranno calcolati e verificati mediante fogli di calcolo semplificati in accordo alle N.T.C..

7. Metodi di calcolo e criteri di verifica geotecnica

Le verifiche di progetto sono state condotte seguendo i criteri dell'ingegneria geotecnica, in particolare secondo il "*metodo dei coefficienti di sicurezza parziali*" applicato all'ingegneria geotecnica come introdotto al *paragrafo 6.2.4 del D.M. 17.01.2018*, "*Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" e dall'Eurocodice 7, "Progettazione Geotecnica" – UNI EN 1997-1*.

Le verifiche geotecniche sono state, inoltre, condotte seguendo i metodi e i criteri previsti dai *paragrafi 6.2, 6.3, 6.4, 6.5 delle N.T.C.-2018*, seguendo l'Approccio 1 e/o l'Approccio 2, prevedendo combinazioni differenti dei gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1, A2), per i parametri geotecnici e la resistenza dei materiali (M1, M2) e per la resistenza globale del sistema (R1, R2, R3), da adottare in funzione del tipo di opera e delle tipologie di verifiche per essa richieste. Per quanto riguarda la progettazione nei confronti delle azioni sismiche verrà, infine, fatto riferimento a quanto previsto dal *paragrafo 7.11 delle N.T.C.-2018*.

Per quanto riguarda la vita nominale delle opere e la classe d'uso delle stesse (*paragrafo 2.4 delle N.T.C.-2018*) in considerazione della tipologia di intervento e la destinazione d'uso delle strutture si assume una vita nominale V_N pari a 100 anni ed una classe d'uso III, così come indicato al *paragrafo 5.1* della presente relazione.

7.1 Criteri progettuali e di verifica

L' *O.P.C.M. n. 3274 del 08.05.2003* e le successive *Norme Tecniche per le costruzioni del 17.01.2018* hanno introdotto un nuovo criterio di verifica, basato sugli stati limite, in analogia con quanto già previsto dagli Eurocodici.

Le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione

$$Ed \leq Rd \qquad (1)$$

dove:

- Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;
- Rd è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà dei materiali e delle sezioni resistenti con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono, pertanto, state eseguite con il "*metodo dei coefficienti parziali*" previsto dalle N.T.C.-2018 da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite "*valori caratteristici*".

Coefficienti sulle Azioni

γ_G sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli): $G_d = \gamma_G \cdot G$

γ_Q sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli): $Q_d = \gamma_G \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

- γ_γ sul peso di volume: $\gamma_d = \dfrac{\gamma}{\gamma_\gamma}$
- γ_φ sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito): $tg\varphi_d = \dfrac{tg\varphi}{\gamma_\varphi}$
- γ_c sulla coesione efficace: $c'_d = \dfrac{c'}{\gamma_{c'}}$
- γ_{cu} sulla coesione non drenata: $\gamma_{cu} = \dfrac{c_u}{\gamma_{cu}}$

Coefficienti parziali per le Resistenze

$R_d = \dfrac{R_k}{\gamma_R}$ variabili a seconda del tipo di fondazione o sistema geotecnico.

Nel D.M. 17.01.2018 vengono indicati i seguenti coefficienti parziali di calcolo:

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 12 – Coefficienti parziali per le azioni (A).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 13 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M).

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene, infine, a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R delle tabelle seguenti, variabili in funzione del tipo di opera in esame:

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 14.1 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per fondazioni.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 14.2 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per i muri di sostegno.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 14.3 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per opere in materiali sciolti e fronti scavo.

Le verifiche allo **Stato Limite Ultimo** devono, pertanto, essere effettuate sia nei confronti degli aspetti geotecnici (*SLU di tipo geotecnico – GEO*) sia di quelli strutturali (*SLU di tipo strutturale – STR*) tenendo conto in linea generale dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 12, 13,14 (14.1 / 14.2 / 14.3), seguendo uno dei due seguenti approcci progettuali:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);

- Combinazione 2: (A2+M2+R2).

Approccio 2:

- Combinazione (A1+M1+R3).

Opere di fondazione di tipo diretto

Per quanto riguarda le **fondazioni di tipo diretto**, le Norme Tecniche per le costruzioni del 17.01.2018 impongono, in particolare, di verificare che esse siano verificate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali,

accertando che la condizione *(1)* sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica a stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 12 e 13* per le azioni e i parametri geotecnici e nella *tabella 14.3* per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo sempre conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle suddette e seguendo la combinazione (A1+M1+R3) prevista dall'Approccio 2. Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Le verifiche agli stati limite ultimi in condizioni sismiche devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nelle *tabelle 12 e 13, e* imponendo un coefficiente γ_R come previsti dalla *tabella 7.11.II* del *paragrafo 7.11.5.3.1 delle N.T.C.-2018.*

Pareti e muri controterra

In base a quanto previsto dal *paragrafo 6.5.3.1.1. del D.M. 17.01.2018*, per le strutture in elevazione progettualmente previste (pareti controterra in c.a. relative a canali e manufatti di contenimento liquidi) si è provveduto ad eseguire le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO):*

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

▪ *SLU di tipo strutturale (STR):*

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando sempre che la condizione Ed ≤ Rd *(1)* sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Si evidenzia che relativamente ai canali e ai manufatti scatolari non sono state effettuate verifiche specifiche a scorrimento e a ribaltamento, oltre che a stabilità globale, in quanto non assimilabili a vere e proprie opere di sostegno, bensì a manufatti interrati confinati da ambo i lati, per i quali, tali tipi di verifiche non assumono significato fisico.

Le verifiche di stabilità globale, sempre in riferimento al *paragrafo 6.5.3.1.1. del D.M. 17.01.2018* saranno effettuate secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2:

− Combinazione 1: (A1+M1+R1);

− Combinazione 2: (A2+M2+R2).

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 12, 13 e 14.3.*

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la Combinazione (A1, M1, R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle* 12, 13 e 14.2.

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte terranno in conto, ove potenzialmente presente, del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno.

Opere di sostegno provvisionale (paratie)

In base a quanto previsto dal *paragrafo 6.5.3.1.2. del D.M. 17.01.2018*, per le opere di sostegno provvisionale degli scavi (paratie, palancole, diaframmi, ecc.) si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;

- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera.

▪ *SLU di tipo strutturale (STR):*

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

accertando sempre che la condizione Ed ≤ Rd *(1)* sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

− Combinazione 2: (A2+M2+R2).

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 12, 13 e 14.3*

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

− Combinazione 1: (A1+M1+R1);

− Combinazione 2: (A2+M2+R1).

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 12, 13 e 14.2,* con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel *§ 6.5.3.1.1 delle N.T.C.* per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

In tutti i casi, nelle **condizioni di esercizio**, **gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante** devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità

dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

Fronti scavo e verifiche di stabilità

Con riferimento alle condizioni statiche le verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) e, in relazione al *capitolo 6.8*, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 12, 13 e 14.3*.

La verifica di stabilità sarà, pertanto, superata se il rapporto tra le forze resistenti e le forze agenti (γ_R) risulterà superiore a 1.1.

Il progetto tiene in conto dell'esistenza di opere e sovraccarichi in prossimità degli scavi, esaminandone l'influenza sul regime delle acque superficiali, garantendo la stabilità e la funzionalità delle costruzioni preesistenti nell'area interessata dai lavori.

Per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere, in generale, prevista un'opportuna armatura di sostegno provvisoria delle pareti di scavo oppure un'adeguata sagomatura del fronte scavo con pendenza tale da rispettare i coefficienti di sicurezza previsti dalle norme tecniche vigenti.

Le verifiche devono essere svolte nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e nei confronti degli stati limite di servizio (SLE), quando pertinenti. Le azioni dovute al terreno, all'acqua e ai sovraccarichi, anche transitori (per esempio dovuti ai mezzi di cantiere) devono essere calcolate in modo da pervenire, di volta in volta, alle condizioni più sfavorevoli tra quelle corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e all'esercizio dell'opera.

Nelle verifiche di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche possono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici *(§ 7.11.1 N.T.C.-2018*) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Si deve, inoltre, tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

Le opere con valenza geotecnica in progetto, ove pertinente e ritenuto necessario vanno inoltre, verificate anche nei confronti degli stati limite di esercizio, con riferimento a quanto previsto dal *paragrafo 6.2.4.3 del D.M. 17.01.2018.* A tale scopo, il progetto deve esplicitare le

prescrizioni relative agli spostamenti (cedimenti) compatibili e le prestazioni attese per le opere stesse, in relazione all'importanza e all'uso a cui sono destinate.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere, quindi, rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \qquad (2)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni, stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Verifiche di tipo idraulico a galleggiamento e sifonamento

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \qquad \text{dove: } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella *Tab. 6.2.III delle N.T.C.-2018*. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti G_2[3]	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

Tabella 15 – Coefficienti parziali delle azioni (A) per le verifiche idrauliche.

Considerata la tipologia di opere caratterizzate da manufatti interrati e confinati da ambo i lati, la litologia del terreno in sito nonché la non rilevante potenzialità della falda, si è ritenuto congruo non svolgere particolari verifiche in esercizio riguardanti gli *stati limite ultimi di tipo idraulico (sifonamento e sollevamento)* di cui al *paragrafo 6.2.4.2 del D.M. 17.01.2018,* in quanto caratterizzati da scarsa valenza e sussistenza fisica in rapporto alla quota relativa di falda. Può essere, pertanto, ritenuta ragionevolmente giustificata l'omissione di tali tipi di verifiche.

7.2 Iterazione e modellazione terreno – fondazioni

I manufatti previsti in progetto sono costituiti da fondazioni di tipo diretto assimilabili alla tipologia "a platea", in grado di distribuire ottimamente ed in maniera uniforme le sollecitazioni trasmesse dalle azioni di calcolo. L'iterazione tra dette strutture di fondazione e il terreno assunta ai fini di calcolo è stata, quindi, rappresentata mediante una schematizzazione su suolo elastico alla Winkler (1867). Sono stati, quindi, utilizzati dei vincoli elastici costituiti da molle traslazionali, reagenti linearmente ed aventi un modulo di reazione verticale k_w variabile in funzione sia della forma e delle dimensioni delle fondazioni che del loro piano di posa (approfondimento) rispetto al piano di riferimento nonché dall'entità dei carichi applicati. Il modulo di reazione orizzontale, per simulare anche l'effetto dell'attrito alla base tra terreno e fondazione, con la conseguente notevole riduzione degli spostamenti in direzione x e y, rispetto a quelli in direzione z, è stato convenzionalmente assunto di un ordine di grandezza superiore rispetto a quello verticale, ovvero pari a circa 3 volte rispetto a quest'ultimo.

Il modello di Winkler, con notevole semplificazione e al solo fine del calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali, caratterizza, quindi, il sottosuolo attraverso una relazione lineare tra il cedimento di un punto dell'interfaccia terreno-fondazione, e la pressione $\sigma_T(x)$ agente nello stesso punto:

$$\sigma_T(x) = k_w \cdot \delta(x)$$

dove k_w [F/L³] è detta "***costante di sottofondo***" o "coefficiente di reazione verticale del terreno" ed è valutabile in funzione del tipo di terreno e $\delta(x)$ è la funzione abbassamento, ovvero cedimento, della fondazione di calcolo. In tal senso la tensione massima trasmessa dalla platea di fondazione sul terreno si ottiene direttamente dall'analisi strutturale moltiplicando l'abbassamento o cedimento massimo di calcolo per la costante di sottofondo k_w di Winkler assunta. Tale valore è direttamente confrontabile con quello di capacità portante della fondazione desunto dalla relazione geotecnica di progetto e calcolato secondo la teoria di *Terzaghi e il metodo di Brinch – Hansen*, per la condizione di stato limite assunta.

La stima del modulo di reazione verticale del terreno da inserire nel modello numerico è stata effettuata utilizzando la formula proposta da Bowles (1974) e calcolando l'ipotetico cedimento a tempo infinito (a lungo termine o totale) delle diverse fondazioni in progetto nei confronti dei carichi statici agenti.

$$k_w = 40 \cdot Q_a \cdot FS \cdot (2{,}54 / \delta) = 40 \cdot Q_{ult} \cdot (2{,}54 / \delta)$$

dove:

- Q_a è la pressione ammissibile di esercizio sul terreno, pari a Q_{ult} / FS;

- Q_{ult} è la pressione ultima del terreno corrispondente ad un cedimento di un pollice;
- 40 è un coefficiente sperimentale introdotto da Bowles corrispondente valevole per il suddetto cedimento limite di un pollice (2,54 cm);
- FS è il fattore di sicurezza (safety factor), assunto pari a 3;
- δ è il cedimento di calcolo.

La tabella seguente riporta, quindi, per ciascuna tipologia omogenea di opera in progetto, i relativi valori della costante di sottofondo stimati secondo le modalità sopra descritte e assunti nei calcoli, comprensivi di un coefficiente di sicurezza pari a 3,0:

Manufatti e opere in progetto	**Stima costante di sottofondo [kN/m^3]**
Torre di presa	≅ 200000
Micropali torre di presa	≅ 400000
Canale di presa e scarico di fondo	≅ 100000
Micropali canale di presa e scarico di fondo	≅ 150000

Tabella 16 – Costante di sottofondo applicata per la modellazione del terreno delle principali tipologie omogenee dei manufatti in progetto.

7.3 Stima dei cedimenti

Per quanto riguarda la **stima dei cedimenti a lungo termine** considerata la profondità media di imposta delle fondazioni dei principali manufatti in progetto, si potrà fare riferimento al metodo di Burland and Burbidge (1985), valido per terreni incoerenti sulla scorta dei risultati desunti dalle prove penetrometriche dinamiche (Nspt) effettuate e in funzione delle dimensioni delle fondazioni e del loro approfondimento medio:

$$\delta = \sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_c}{3} + \left(q' - \sigma'_{v0}\right) \cdot B^{0,7} \cdot I_c \quad [mm]$$

dove:

- δ è il cedimento di calcolo, a lungo termine;
- I_c è l'indice di compressibilità, correlato al valore N delle prove penetometriche dinamiche e pari a: 1,7 / $N^{1,4}$; a tal proposito si evidenzia che il valore di Nspt assunto per la stima di tale indice, è stato di volta in volta riferito alla profondità di posa delle fondazioni dei manufatti principali in progetto rispetto al piano campagna di riferimento, considerando, altresì, ove necessario, la bonifica preliminare del terreno e la contestuale realizzazione

dello strato di sottofondo delle fondazioni in misto naturale con funzione di migliorare le caratteristiche dello strato di terreno più superficiale e direttamente interessato dalle opere di fondazione, al di sotto del quale si determina un progressivo miglioramento delle proprietà geomeccaniche del terreno.

- q è il carico unitario, espresso in kN/m^2 (carico distribuito sulla platea di fondazione dovuto al peso proprio e ai carichi permanenti portati dalla struttura);
- σ'_{v0} è la tensione litostatica nel caso in cui la fondazione sia posta ad una profondità cui corrisponde una tensione di preconsolidazione cautelativamente stimata per un approfondimento del piano di fondazione non superiore al metro;
- B è la larghezza della fondazione la quale determina una corrispondente profondità d'influenza secondo il seguente grafico:

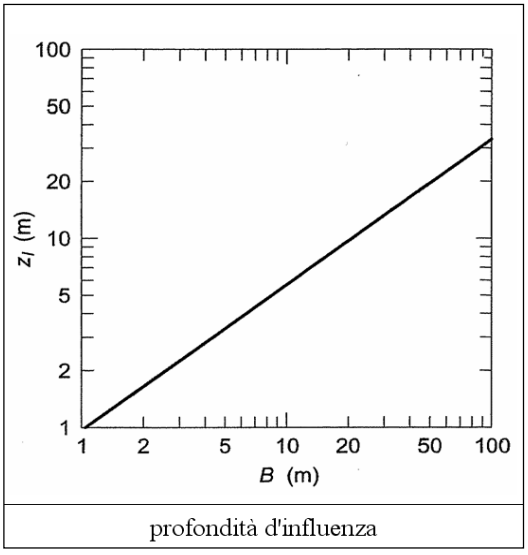


Figura 17 – Grafico per le determinazione della profondità d'influenza in funzione della larghezza della fondazione.

Per quanto riguarda, invece, la **<u>stima dei cedimenti immediati</u>** si può, inoltre, fare riferimento al metodo di Christian e Carrier (1978), secondo la seguente espressione:

$$S_i = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{p \cdot B}{E}$$

dove:

- p è il carico agente in fondazione;
- B è la larghezza della fondazione;
- E è il modulo di deformazione elastica del terreno.
- μ_0 e μ_1 sono fattori (di forma e di profondità) dipendenti rispettivamente dalla profondità del piano di fondazione e dallo spessore dello strato compressibile (*figura 18*).

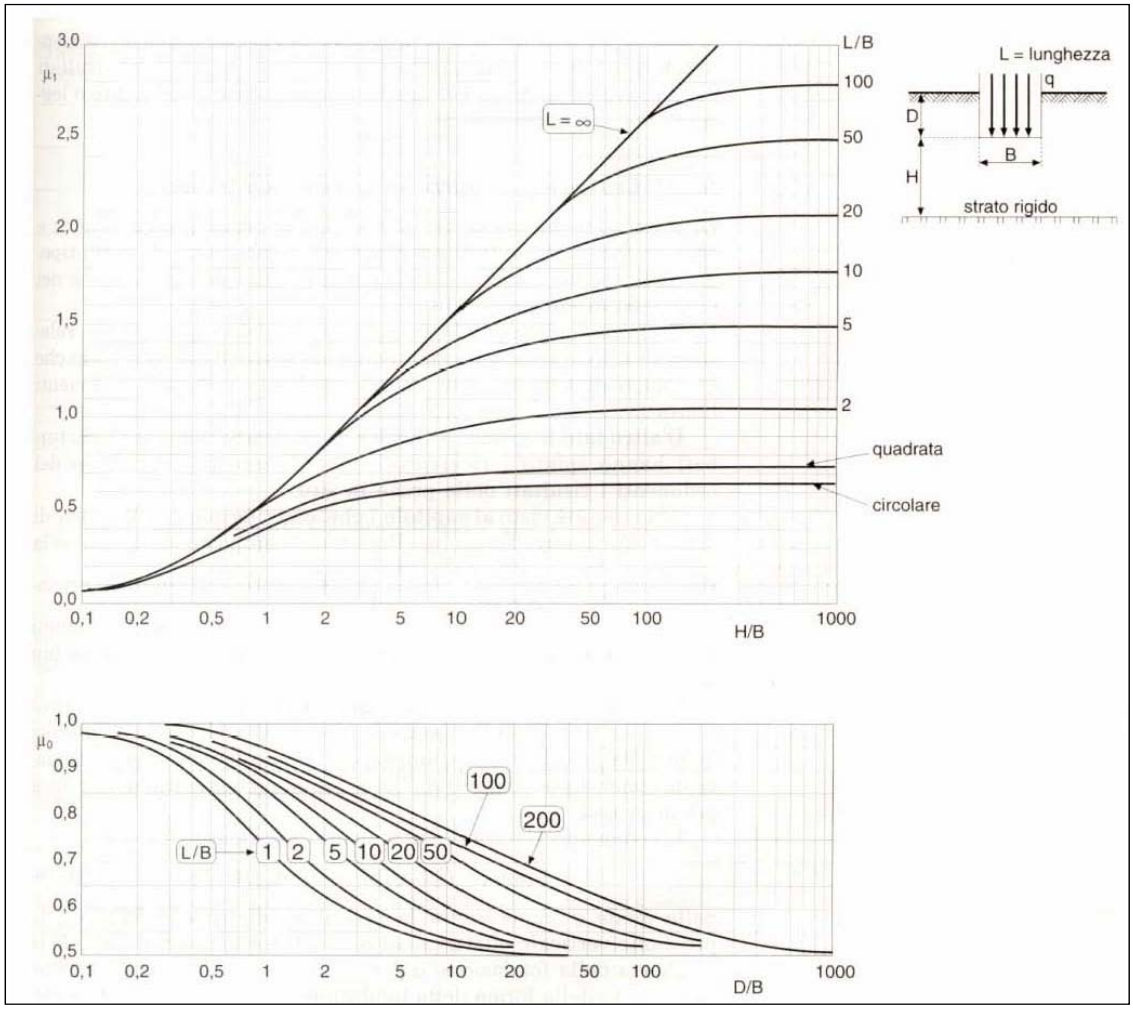


Figura 18 – Coefficienti di forma e di profondità per il calcolo del cedimento immediato.

7.4 Calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione

Per fondazione si intende una struttura adatta a trasmettere il peso della costruzione e le altre forze agenti sulla sovrastruttura al terreno. I carichi trasmessi da una struttura al terreno di fondazione non devono superare la massima resistenza al taglio mobilitabile dal terreno stesso. Nel caso ciò avvenisse la conseguenza sarebbe la rottura degli strati portanti, che si manifesterebbe con ampie deformazioni non tollerabili dalla sovrastruttura.

Il valore della resistenza al taglio massima mobilitabile, e quindi il carico massimo teorico che può essere applicato dalla costruzione, viene definito capacità portante limite del terreno di fondazione. Vengono definite superficiali le fondazioni in cui sia verificata la disuguaglianza:

$$D < 4\,B$$

in cui D è la profondità di posa della fondazione dal piano campagna e B la dimensione del lato corto della fondazione stessa.

Il comportamento teorico del terreno di fondazione sottoposto all'applicazione di un carico viene generalmente schematizzato secondo le indicazioni di *Terzaghi (1943)*. Si suppone quindi che, per una fondazione ruvida, nel terreno caricato del peso della costruzione si possano individuare 3 zone a comportamento meccanico e reologico differente (come indicato nella figura seguente):

1. zona, geometricamente assimilabile ad un cuneo (in figura indicata con il triangolo AEB), in cui il terreno mantiene un comportamento elastico e tende a penetrare negli strati sottostanti, solidalmente con la fondazione; questo cuneo forma un angolo uguale a φ (φ = angolo di resistenza al taglio del terreno su cui poggia la fondazione) rispetto all'orizzontale secondo *Terzaghi*, uguale a 45° + φ/2 secondo *Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen*;
2. zona di scorrimento radiale (in figura, settori AFB e ECB), rappresentabile graficamente da una serie di archi di spirale logaritmica per φ > 0 o di cerchio per φ = 0, dove avviene la trasmissione dello sforzo applicato dal cuneo di materiale che costituisce la zona 1;
3. zona che si oppone alla penetrazione del cuneo della zona 1 nel terreno (in figura, triangoli AGF e ECD); si assume teoricamente che assuma la forma di un triangolo isoscele con un'inclinazione dei due lati uguali rispetto all'orizzontale di 45° - φ/2; sulla superficie di questa zona agisce, con effetto stabilizzante, il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione ed altri eventuali sovraccarichi.

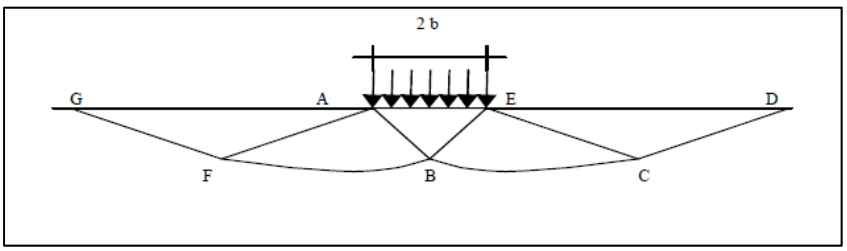


Figura 19 – Schema teorico del comportamento del terreno di fondazione.

Si ha la rottura del terreno di fondazione quando il carico applicato dal cuneo della zona 1 supera la resistenza passiva della zona 3. In questo caso la zona 1 penetrerà nel terreno di fondazione, che tenderà a rifluire lateralmente lungo la zona di scorrimento plastico, dando luogo a rigonfiamenti superficiali.

Si può giungere alla rottura del terreno attraverso tre modalità differenti:

a) rottura di tipo generalizzato: in terreni addensati e/o consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta rapidamente per piccoli incrementi di deformazione; al superamento della portanza limite il terreno si rompe e subisce grosse deformazioni; riportando in grafico gli sforzi applicati e le deformazioni relative risulta facilmente identificabile il valore della resistenza al taglio massima;
b) rottura di tipo locale: in terreni sciolti e/o scarsamente consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta gradualmente in relazione a significativi incrementi di deformazione; risulta difficile individuare in questo caso la resistenza al taglio massima, superata la quale si ha la rottura del terreno, in quanto qui il fenomeno avviene con maggiore gradualità;
c) rottura di tipo intermedio: presenta caratteristiche intermedie fra la rottura di tipo generalizzato e locale.

Numerose sono le relazioni analitiche proposte per valutare la capacità portante di una fondazione superficiale. Le più utilizzate ed attendibili sono quelle di *Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch-Hansen*. Tra tutte le suddette formule, quella più corretta da utilizzare nel caso in esame è risultata essere la formula di *Brinch-Hansen*, così come indicato nei recenti Eurocodice 7 (progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali) ed Eurocodice 8 (indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici), valida per terreni sciolti di qualunque natura e per tipologie di fondazione sia superficiali che profonde.

Affinché una fondazione possa resistere al carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$Vd \leq Rd$$

Dove Vd è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre Rd è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati od eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto Rd si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di *Caquot,* ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

L'espressione del carico limite risulta:

$$q_{\lim} = A \cdot \gamma \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui "C" è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, Terzaghi passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma. Un ulteriore contributo è stato apportato da Terzaghi sull'effettivo comportamento del terreno.

In un terreno molto sciolto, invece, la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti. Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia, quindi, di prendere in considerazione il valore di carico limite che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \cdot \tan \varphi \quad \text{e} \quad c_{rid} = \frac{2}{3} \cdot c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{\lim} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

dove N_c, N_q, N_γ sono i fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio e così definiti:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'}$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q - 1\right)\tan \varphi'$$

<u>*Formula di Brinch – Hansen (1970)*</u>

Rappresenta un'ulteriore estensione della formula di *Terzaghi*; che prevede l'introduzione di una serie di coefficienti correttivi che tengono conto di vari fattori, espressa dalla seguente formula generale:

$$q_{\lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio e precedentemente definiti;
- s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;
- i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- d_c, d_q, d_γ = fattori dipendenti dalla profondità "D" del piano di posa della fondazione;
- g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna.

La formula di *Brinch – Hansen* vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi, sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità:

Per valori di D/B < 1

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan\varphi'}$$

$$d_q = 1 + 2\tan\varphi'(1 - \sin\varphi')^2 \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

Per valori di D/B > 1

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan\varphi'}$$

$$d_q = 1 + 2\tan\varphi'(1 - \sin\varphi')^2 \tan^{-1}\frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattore di forma (formulazioni in riferimento ai risultati ottenuti da De Beer):

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L} \qquad s_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\varphi' \qquad s_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L}$$

NB: nel caso di fondazione nastriforme i suddetti coefficienti risultano pari all'unità.

Fattore di inclinazione di carico:

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan\varphi'}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot g\varphi'}\right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot g\varphi'}\right)^{m+1}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

Fattore di inclinazione del piano di fondazione:

$$b_q = (1 - \alpha \tan\varphi')^2 \qquad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan\varphi'} \qquad b_\gamma = b_q$$

con α = angolo di inclinazione del piano di fondazione.

Fattore di inclinazione del terreno (piano campagna):

$$g_q = (1 - \tan\omega)^2 \qquad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan\varphi'} \qquad g_\gamma = g_q$$

con ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

7.5 Verifiche a scorrimento

Per le verifiche a scorrimento delle opere di sostegno in progetto il valore dell'azione di calcolo E_d è la componente parallela al piano di posa $H_d = T_{max}$ del carico risultante in fondazione, da confrontare con la componente parallela al piano di posa della forza che esprime la resistenza del terreno:

$$H_d \le R_d = \frac{N_d \tan\delta_d}{\gamma_R}$$

dove δ_d rappresenta l'angolo di attrito tra fondazione e terreno, che viene assunto pari a 2/3 dell'angolo di attrito del terreno di calcolo φ_c.

7.6 Verifiche a ribaltamento

Per le verifiche geotecniche a ribaltamento delle opere di sostegno in progetto, deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante o ribaltante M_r, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), non sia maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti M_s:

$$M_r \leq M_s$$

Le azioni stabilizzanti nei confronti del ribaltamento sono dovute, in particolare, al peso proprio dell'opera e al peso del terreno di ricoprimento gravante sulla suola di fondazione di monte, ove presente. Tali azioni generano, nel complesso, un momento stabilizzante riferito al fulcro di rotazione alla base della fondazione, nei confronti del possibile ribaltamento.

Le verifiche in argomento, in relazione a quanto specificato al paragrafo *6.5.3.1.1* delle N.T.C., sono state svolte secondo lo stato limite ultimo di equilibrio di corpo rigido (EQU) adottando i coefficienti parziali sulle azioni della *tabella 2.6.I del D.M. 17.01.2018* e adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) definiti nella *tabella 6.2.II* delle N.T.C..

7.7 Verifiche di stabilità delle opere di sostegno

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti, sulla sommità o al piede di pendii naturali, oppure l'esecuzione di opere provvisionali per il sostegno provvisorio degli scavi, richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché siano garantite le necessarie condizioni di resistenza e di deformabilità delle opere durante il loro esercizio e in base alla funzionalità per esse prevista, in modo tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza e di funzionalità progettualmente previste. Tali verifiche riguardano, in particolare, sia la stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno sia la stabilità dei fronti scavo durante la fase di esecuzione delle opere.

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno sarà verificata in relazione alla funzione prevista per l'opera di sostegno: nella situazione finale, a reinterro avvenuto, nel caso

di opere definitive (es. muri di sostegno) oppure nella situazione transitoria di cantiere nel caso di opere temporanee (palancole o paratie provvisorie). La verifica dei fronti scavo farà, invece, riferimento alla condizione transitoria di cantiere. Le verifiche saranno generalmente trattate in termini di tensioni efficaci considerando, ove potenzialmente presente, un sovraccarico uniformemente distribuito sul ciglio superiore dello scavo pari a 10,0 kN/m^2.

L'analisi delle condizioni di stabilità in condizioni sismiche, ove applicabile, è svolta mediante metodo pseudo-statico, in riferimento al *paragrafo 7.11.3.5.2* delle N.T.C.-2018. L'azione sismica è, quindi, rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile, dipendente dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \qquad k_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h$$

dove:

βs = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) del sito;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella *tab. 7.11.I* delle N.T.C. al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

Tab. 7.11.I – *Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito*

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g\ (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g\ (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g\ (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

I metodi di calcolo utilizzati per tali verifiche sono quello di *Bishop (1955*) per le opere di sostegno e quello di *Jambu ("Stability analisys of slopes with dimensionless parameters" – 1954*) per i fronti scavo. L'analisi di stabilità adottata dai suddetti metodi è quella dell'*equilibrio limite globale*. La verifica si conduce, quindi, esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale.

Le ipotesi del metodo in questione sono:

- il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- in condizioni di rottura la resistenza al taglio è completamente mobilitata lungo la superficie di scorrimento, tranne che nella fascia di terreno interessata da eventuali tension-crack;
- il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- la resistenza al taglio è espressa dal criterio di *Mohr-Coulomb*: $\tau = c' + \sigma'_n \cdot \text{tg}\ \varphi'$;
- la superficie di scorrimento è cilindrica per il metodo di Bishop ed irregolare per il metodo di Jambu;
- l'analisi è effettuata in condizioni bidimensionali.

Nell'utilizzare tali metodi di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio

è predominante sulla dimensione trasversale. In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato, quindi, dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia ("*Metodo delle strisce*").

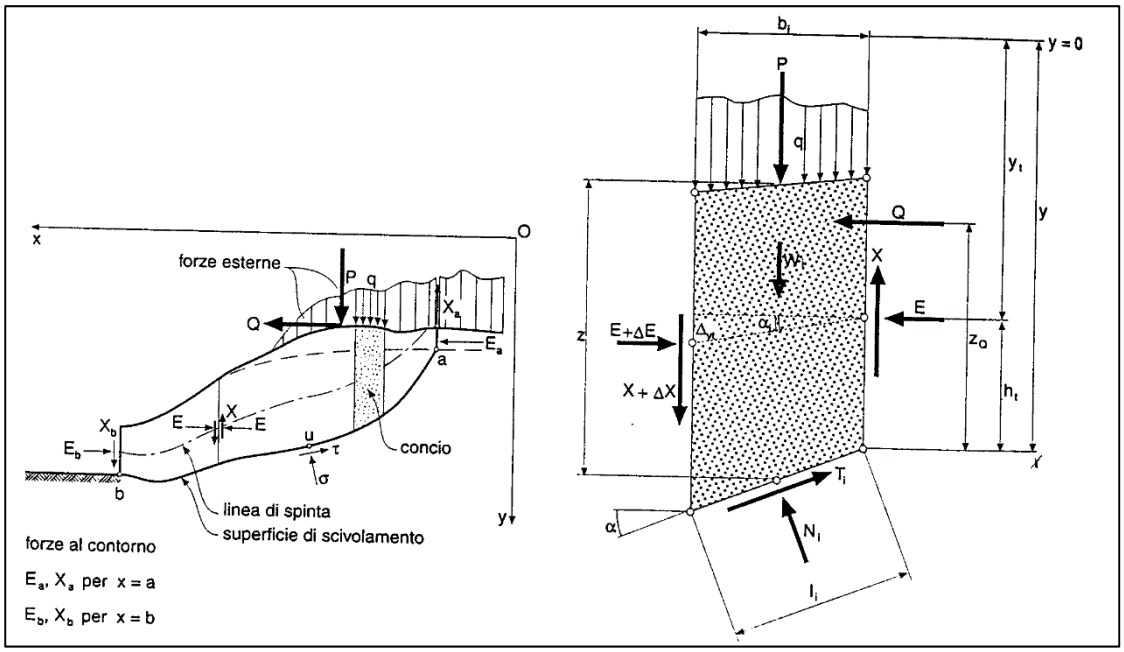


Figura 20 – Schematizzazione di calcolo del "metodo delle strisce".

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W, l'azione tangenziale alla base T, l'azione normale efficace alla base N, la spinta dell'acqua sulla base U, gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione 3n equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere (5n-2) così composte:

- n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base;
- n-1 valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E);
- n-1 valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale;
- n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza (valore minimo).

Dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno (2n-2) incognite sovrabbondanti e, quindi, il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a seconda del metodo di calcolo considerato.

7.7.1 Opere di sostegno provvisionale

Tali verifiche riguardano la stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno relativa alle paratie provvisionali finalizzate al sostegno degli scavi per la realizzazione della torre di presa, del canale a servizio delle condotte di presa e scarico di fondo, della vasca di dissipazione dello scarico di fondo e del muro di sostegno a tergo del piazzale.

Le verifiche saranno trattate in termini di tensioni efficaci considerando, ove potenzialmente presente, un sovraccarico uniformemente distribuito, applicato sul ciglio superiore del pendio o dell'opera, pari a 10 kN/m^2, al fine di simulare lo stazionamento temporaneo di mezzi d'opera in fase di cantiere o di esercizio delle costruzioni.

Le paratie provvisorie previste in progetto sono state, in particolare, considerate del tipo "a mensola". La modellazione è trattata in stato di deformazione piana con la paratia considerata come struttura flessibile e il terreno con comportamento di tipo elasto-plastico non lineare. Lungo la parete della paratia vengono definiti i valori limite che le pressioni di interazione possono assumere; detti valori sono determinati avvalendosi dei coefficienti di spinta attivi e passivi della teoria della spinta delle terre. Sarà valutato il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi costruttive intermedie e nella configurazione finale.

Per quanto riguarda la stima del **coefficiente di reazione orizzontale k_s**, sulla scorta delle risultanze dei sondaggi geotecnici effettuati in sito nonché delle stratigrafie disponibili, si è fatto riferimento ai valori caratteristici proposti da *Bowles* (Fondazioni – 1988) e, quindi, alle correlazioni proposte da *Vesic* (1961) legando il modulo di reazione al modulo elastico del terreno E_s, con una relazione del tipo:

$$k_s = \frac{E_s}{B \cdot (1-\nu)}, \quad \text{con } \nu \text{ modulo di Poisson}$$

Ipotizzando una fascia di terreno "B" interessata dalla deformazione a monte e a valle della paratia, in condizioni di deformazione piana e nell'ipotesi che variazioni di tensione orizzontale non determinino variazioni di tensione verticale significative.

La tabella seguente riporta i principali valori di k_s in letteratura proposti da *Bowles*.

Terreno	k_s [kN/m^3]
Sabbia sciolta	4800÷16000
Sabbia mediamente compatta	9600÷80000
Sabbia compatta	64000÷128000
Sabbia argillosa mediamente compatta	32000÷80000
Sabbia limosa mediamente compatta	24000÷48000
Terreno argilloso	
$c_u \leq 200$ kPa	12000÷24000
$200 \leq c_u \leq 400$ kPa	24000÷48000
$c_u > 400$ kPa	> 48000

Tabella 17 – Valori caratteristici del modulo di reazione orizzontale – Bowles.

Trattandosi di opere provvisionali, con funzione e vita utile prettamente rapportata alla durata del cantiere, le verifiche, in conformità al *paragrafo 2.4.1* delle N.T.C.-2018, sono state effettuate senza considerare l'azione sismica e finalizzate, quindi, ad accertare che:

- gli spostamenti in esercizio dell'opera di sostegno provvisoria in progetto siano compatibili con la sua funzionalità cantieristica e con le condizioni di sicurezza degli scavi, mantenendosi sempre entro i seguenti valori limite: $\delta_{max} \leq 1/200\ H = 0{,}005\ H$);
- le massime tensioni indotte sulle membrature della paratia e degli elementi di contrasto risultino inferiori rispetto ai valori ammissibili dell'acciaio impiegato per la loro realizzazione: classe S355 (acciaio tipo Fe 510 – tensione di snervamento 355 N/mm^2).

7.8 Modelli di calcolo e di verifica geotecnica

Le verifiche a capacità portante e la stima dei cedimenti relative ai **manufatti a minore rilevanza strutturale** (muri di sostegno, edifici o manufatti con pareti contro-terra, ecc.), analogamente a quanto svolto nell'ambito dell'analisi strutturale, sono state effettuate con l'ausilio di fogli di calcolo semplificati conformi ai criteri di calcolo e verifica delle N.T.C..

La modellazione e le verifiche geotecniche dei **manufatti principali** (torre e canale di

presa), sono state, invece, effettuate mediante il codice di calcolo numerico agli elementi finiti *Midas Gen 2019,* utilizzato per la modellazione strutturale generale degli stessi. I risultati relativi alla stima dei cedimenti delle fondazioni ottenuti con il modello di calcolo agli elementi finiti sono stati, inoltre, opportunamente confrontati con quelli ottenuti applicando modelli di valutazione semplificata sia a scopo di riscontro numerico che al fine della **validazione** e della **verifica di attendibilità** dei risultati stessi secondo quanto previsto dalle N.T.C.

Il calcolo e la verifica delle **paratie provvisionali**, è stata svolta con l'ausilio del codice di calcolo ad elementi finiti *Paratie Plus 2018 – n. licenza 2503*, prodotto da *CEAS* di Milano e distribuito da *Harpaceas* di Milano, modellando il terreno a tergo con molle elasto-plastiche con comportamento non lineare. La modellazione è trattata in stato di deformazione piana con la paratia considerata come struttura flessibile e il terreno con comportamento di tipo elasto-plastico non lineare. La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è, quindi, del tipo "*Trave su Suolo Elastico*": le pareti di sostegno sono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale EJ, mentre il terreno è simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia è seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche a un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione a ogni nuova configurazione (step) è raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe - 1996).

Il software è, quindi, in grado di calcolare le azioni flettenti e taglianti e le deformazioni laterali della parete di sostegno e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;

- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Il calcolo può essere effettuato ipotizzando uno sviluppo indefinito dell'opera di sostegno provvisoria tanto da rendere ininfluenti gli effetti di bordo, riferendolo ad una striscia di paratia di lunghezza unitaria, oppure con sistema assial-simmetrico per strutture a pozzo o a pianta di sezione scatolare rigida.

La definizione del problema prevede di regola la definizione di più fasi, ognuna delle quali è contraddistinta da una differente configurazione della geometria, dei carichi, dei vincoli ecc. La definizione di una fase origina dalla configurazione della fase precedente, a cui vengono apportate le modifiche relative alla nuova fase. Ad esempio, in relazione ad un problema di scavo di una paratia, inizialmente si parte con una fase in cui non si ha uno scavo e successivamente si abbassa la quota di fondo scavo a valle, inserendo, alle quote previste, gli eventuali supporti intermedi.

Le **fasi di analisi della modellazione dello scavo** possono, quindi, essere le seguenti:

- **Fase zero:** la simulazione numerica di un generico problema geotecnico richiede generalmente che sia prevista una fase zero coincidente con la configurazione geostatica a riposo nella quale viene riprodotto lo stato tensionale supposto esistente nel terreno prima di ogni intervento. La configurazione zero deve prevedere uno step di carico in cui tutti gli elementi terreno siano presenti e bilanciati tra monte e valle; la quota di scavo coincide inoltre con la quota del piano di campagna e la freatica a monte e a valle sono alla stessa quota. La soluzione relativa a questo primo step porta ad un campo di spostamenti nodali ovunque nullo e quindi ad uno stato tensionale nullo negli elementi trave che simulano i diaframmi. Negli elementi terreno vi sarà per contro uno stato tensionale non nullo ma relativo a condizioni indisturbate, cioè la pressione verticale funzione della quota del piano di campagna e dei sovraccarichi ed una pressione orizzontale legata alla precedente attraverso il coefficiente di spinta a riposo. Alla pressione orizzontale così calcolata si sommano gli effetti di pressioni iniziali dovute a sovraccarichi concentrati calcolate sulla base di formule della teoria dell'elasticità. Si suppone in pratica che l'inserimento della parete, prima dello scavo, perturbi di poco lo

stato tensionale nel terreno.

- **<u>Una o più fasi di scavo:</u>** un passo dell'analisi incrementale coincidente con l'abbassamento della quota di fondo scavo viene simulato come segue. Viene assegnata, per questo passo, una quota di fondo scavo inferiore a quella dei passi precedenti. Il codice di calcolo rimuove automaticamente gli elementi terreno al di sopra della quota di fondo scavo, perturbando la configurazione di equilibrio nella fase precedente. L'equilibrio viene ristabilito, con una procedura iterativa, a prezzo di una variazione del quadro deformativo. Se non è possibile raggiungere una nuova configurazione rispettosa sia dell'equilibrio che della condizione di rottura del terreno, il processo iterativo non converge. In tutte le fasi di scavo è stata prevista l'applicazione di un sovraccarico distribuito per simulare lo stazionamento e il transito di mezzi d'opera e/o materiali / attrezzature di cantiere e, nel caso specifico, anche l'azione idrostatica dell'acqua.

I valori dei **coefficienti di spinta attiva k_a e passiva k_p** sono calcolati automaticamente in ogni fase ipotizzando un angolo d'attrito terra-parete non nullo, col metodo di Coulomb, mediante le seguenti espressioni:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2\beta \cdot \cos(\beta+\delta)\left[1+\sqrt{\frac{sen(\delta+\varphi')\cdot sen(\varphi'-i)}{\cos(\beta+\delta)\cdot\cos(\beta-i)}}\right]^2}$$

$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta)}{\cos^2\beta \cdot \cos(\beta-\delta)\left[1-\sqrt{\frac{sen(\delta+\varphi')\cdot sen(\varphi'+i)}{\cos(\beta-\delta)\cdot\cos(\beta-i)}}\right]^2}$$

dove:

h = altezza della parte interrata di parete;

φ' = angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno;

β è l'inclinazione del paramento dell'opera di sostegno rispetto alla verticale;

δ è l'angolo di attrito tra parete (paratia) e terreno;

i è l'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale.

Quando il profilo del terreno è irregolare, il programma calcola il coefficiente di spinta attiva e passiva applicando il metodo di Coulomb iteratamente a ciascun tratto caratterizzato dalla stessa pendenza. Questa procedura è chiamata, appunto, "*metodo dei cunei*" e fornisce i coefficienti che massimizzano e minimizzano, rispettivamente, la spinta a monte e a valle:

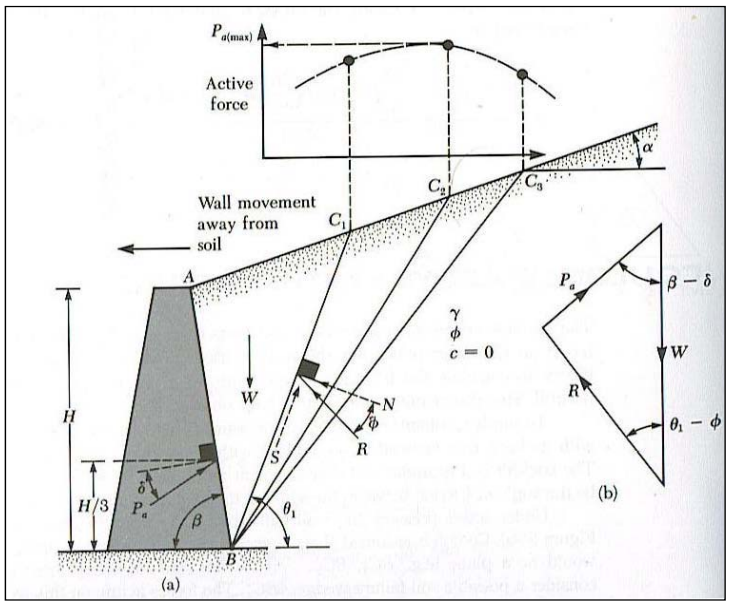


Figura 21a – Ricerca del cuneo di spinta attiva col metodo di Coulomb.

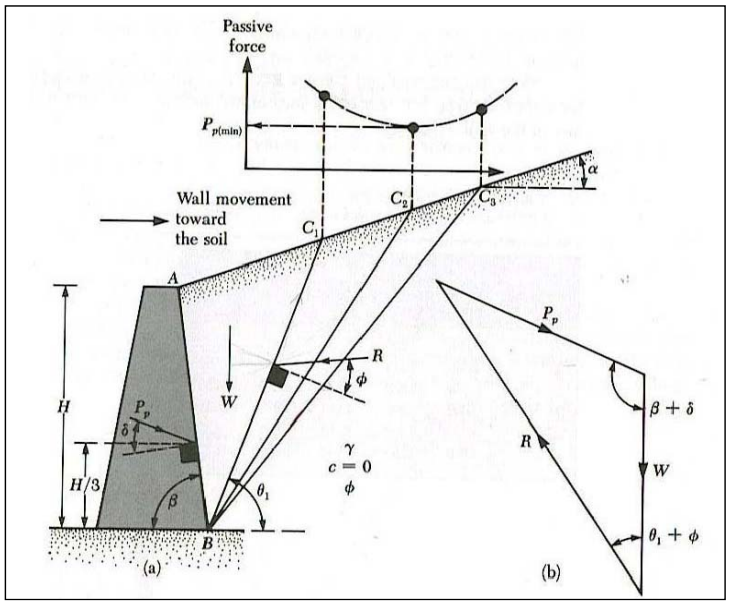


Figura 21b – Ricerca del cuneo di spinta passiva col metodo di Coulomb.

Il coefficiente k_p può essere calcolato anche con il metodo di *Lancellotta (NAVFAC – 1971*).

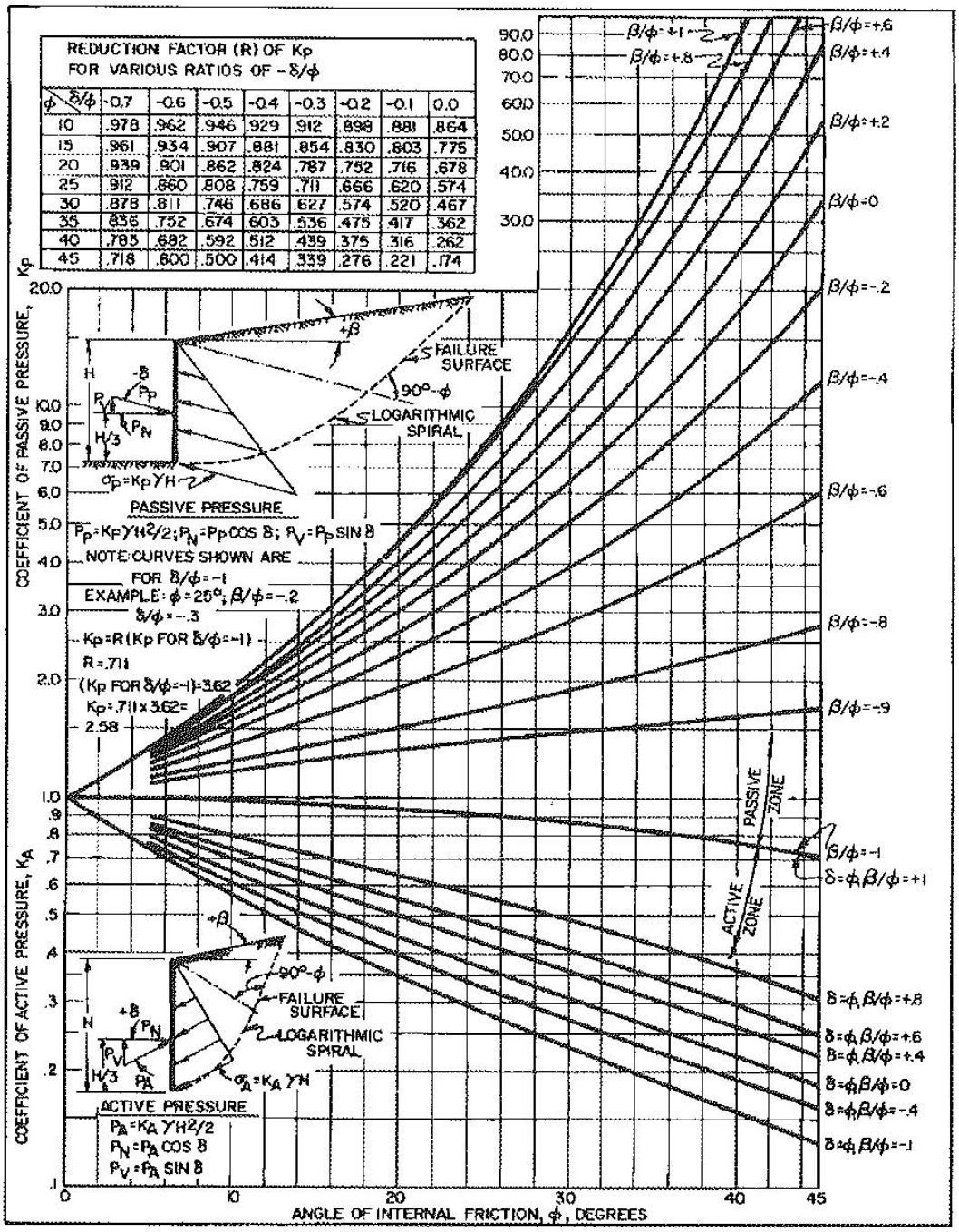


Figura 22 – Grafico NAVFAC (1971) per il calcolo dei coefficienti di spinta del terreno.

Il coefficiente di spinta a riposo è, infine, calcolato secondo la seguente nota espressione (Jaky – 1936):

$$k_0 = (1 - sen\phi')$$

8. Risultati di calcolo e verifiche strutturali e geotecniche

Il presente capitolo riporta i risultati di calcolo e di dimensionamento geotecnico-strutturale a stato limite ultimo e di esercizio pertinenti ai manufatti caratterizzati da una maggiore rilevanza strutturale, così come individuati al *capitolo 1* della presente relazione.

Il dimensionamento strutturale è stato svolto sulla base dei metodi di analisi e di calcolo indicati ai *capitoli 5 e 6* della presente relazione e in ottemperanza alla presente fase di progettazione ai sensi del D.Lgs. 50/2016 e ss.mm.ii. e del D.P.R. 207/2010 e ss.mm.ii.. Le armature di calcolo e le sezioni di progetto sono state, inoltre, conformate ai dettagli costruttivi previsti dai *paragrafi 4.1.6 e 7.4.6* delle N.T.C.-2018 e relativa Circolare applicativa.

Si ribadisce che per quanto riguarda tutti gli elementi e le opere prefabbricate, sulla base di quanto già indicato al *paragrafo 3.1.6* della presente relazione, sarà onere del produttore fornire alla Direzione Lavori, la documentazione tecnica completa per l'espletamento delle finalità di cui alle N.T.C.-2018, alla Legge 1086/71, al D.P.R. 380/2001 e ss.mm.ii. ed alla D.G.R. n. 65-7656/2014.

Si riportano, quindi, nel seguito i risultati di calcolo e di verifica, pertinenti alle opere a maggiore rilevanza strutturale previste in progetto.

8.1 Edificio di presa

Il progetto prevede realizzazione di una nuova torre di presa con struttura in c.c.a. gettato in opera. Essa sarà realizzata mediante successive fasi di getto per i cui dettagli costruttivi si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto (*Tavv. n. 12 e 12.1*).

Il nuovo edificio di presa è previsto in sponda sinistra orografica con altezza pari a 24,7 m più la fondazione, per un totale complessivo di circa 26 m. La fondazione avrà spessore strutturale pari a 150 cm, mentre le pareti laterali avranno spessore variabile da 80 cm nella parte interrata a 60 cm nella parte fuori terra in modo da accogliere il rivestimento in pietra di sp. 20 cm. Le pareti saranno, inoltre, costituite da 4 livelli di armatura e da 5 fasce di rinforzo ed irrigidimento perimetrale da realizzarsi in corrispondenza delle travi di contrasto HEA180 delle paratie provvisorie (*rif. elaborato grafico n. 12*).

L'edificio di presa sarà completato, in sommità da un orizzontamento con soletta piena in c.c.a. di sp. 30 cm e da un edificio tecnico con ingombro in pianta coincidente con quello

della torre, ad un piano fuori terra e struttura in muratura portante di tipo armato ai sensi delle N.T.C.-2018.

Ai fini della realizzazione dell'opera è stata prevista una doppia berlinese perimetrale alla torre, con micropali disposti a quinconce ad interasse 35 cm e distanza delle file di circa 10÷15 cm. Tale opera provvisionale è prevista in modo tale da garantire sia la stabilità dello scavo in pozzo sia, congiuntamente ad uno schermo perimetrale realizzato con sistema di iniezioni di miscela cementizia, le necessarie condizioni operative di tenuta idraulica in concomitanza all'esercizio idrico dell'invaso durante le fasi operative di cantiere, la cui quota di regolazione temporanea è prevista a circa 560,00 m s.l.m..

Le verifiche sono state svolte ipotizzando cautelativamente le pareti della costruzione soggette all'azione spingente del terreno a tergo, in condizioni permeabili di falda dovute al livello di invaso impostato a quota 560,00 m s.l.m. e sismiche. Sono, inoltre, considerate le azioni dei sovraccarichi applicati alla soletta superiore (neve, sovraccarichi manutenzione, carichi permanenti portati, ecc.) e alle pareti laterali dovute al transito di mezzi d'opera in fase di cantiere o di mezzi di manutenzione in fase di esercizio ($q = 10$ kN/m^2).

Vengono, quindi, nel seguito riportati i principali risultati di calcolo, con l'inviluppo delle sollecitazioni massime e le relative verifiche a **stato limite ultimo e a stato limite di esercizio** dalle quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera in esercizio e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l'80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente. Le deformazioni risultano compatibili con l'uso e la funzionalità dell'opera.**

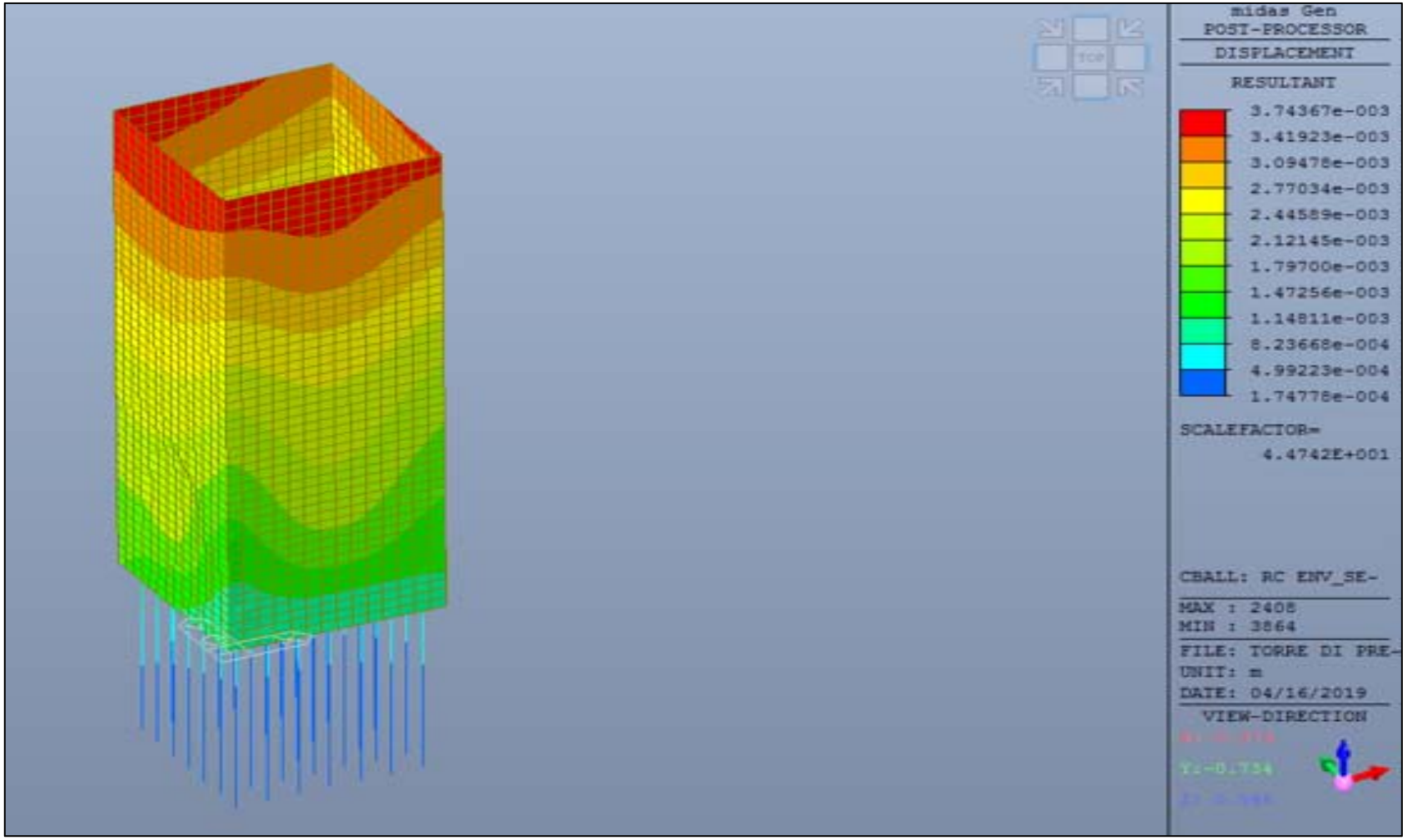
Si riportano, inoltre, anche la stima dei **cedimenti** in esercizio e delle **pressioni trasmesse al terreno** per le condizioni di esercizio e di stato limite ultimo, con le relative verifiche a **capacità portante** del sistema terreno-fondazione.

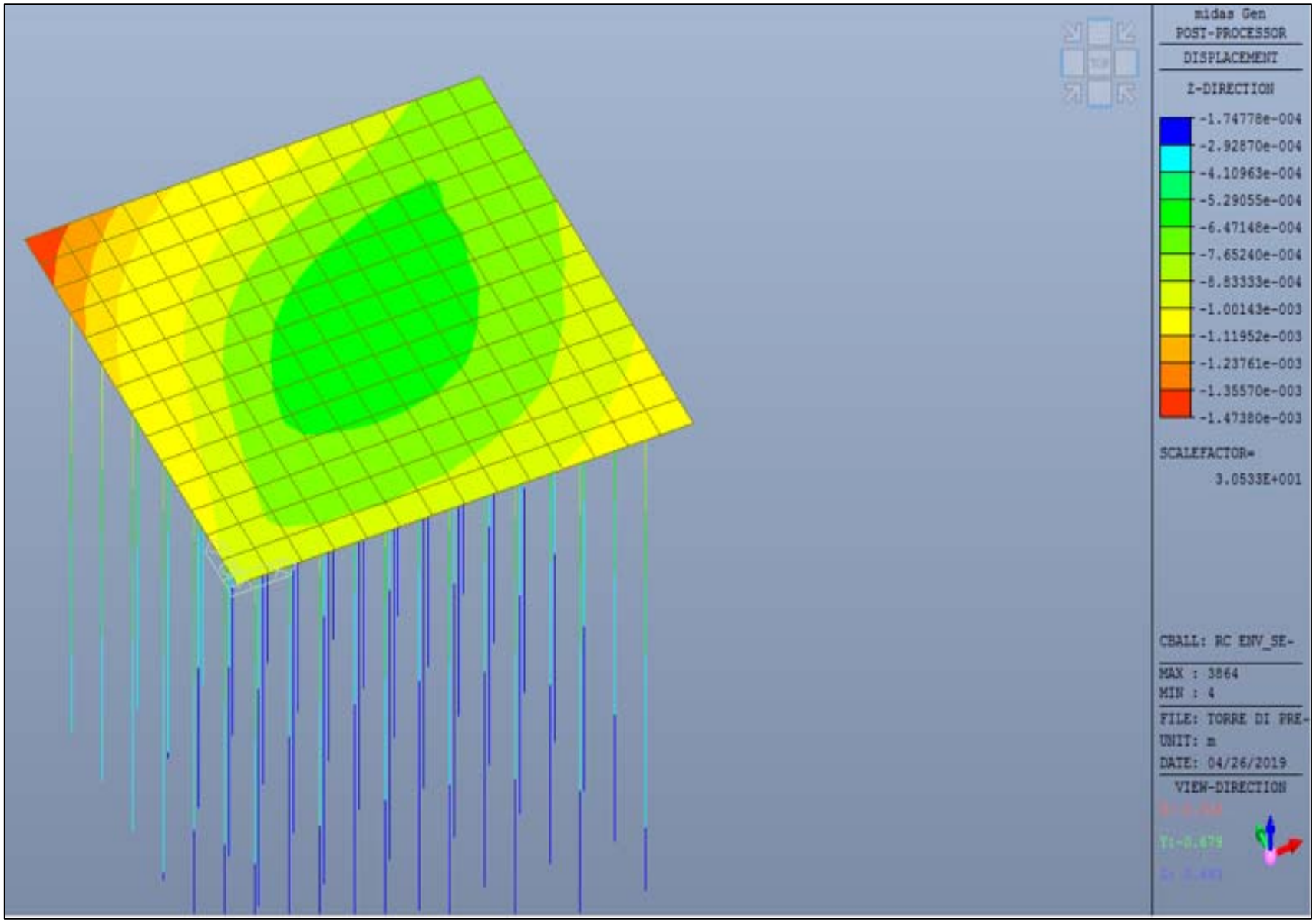
Si riportano, infine, le verifiche strutturali relative ai **micropali di fondazione**, la cui introduzione è finalizzata alla riduzione degli spostamenti con l'ottimizzazione e dei cedimenti differiti a medio-lungo termine e all'omogenizzazione dei cedimenti e degli spostamenti differenziali della costruzione, secondo quanto previsto dal *paragrafo 6.4.3.3* delle NTC-2018.

I risultati di calcolo e le pertinenti verifiche sono nel seguito riportati considerando le pareti maggiormente sollecitate e, quindi, nell'ordine: platea di fondazione, micropali di fondazione e soletta superiore.

DEFORMATA A SLE

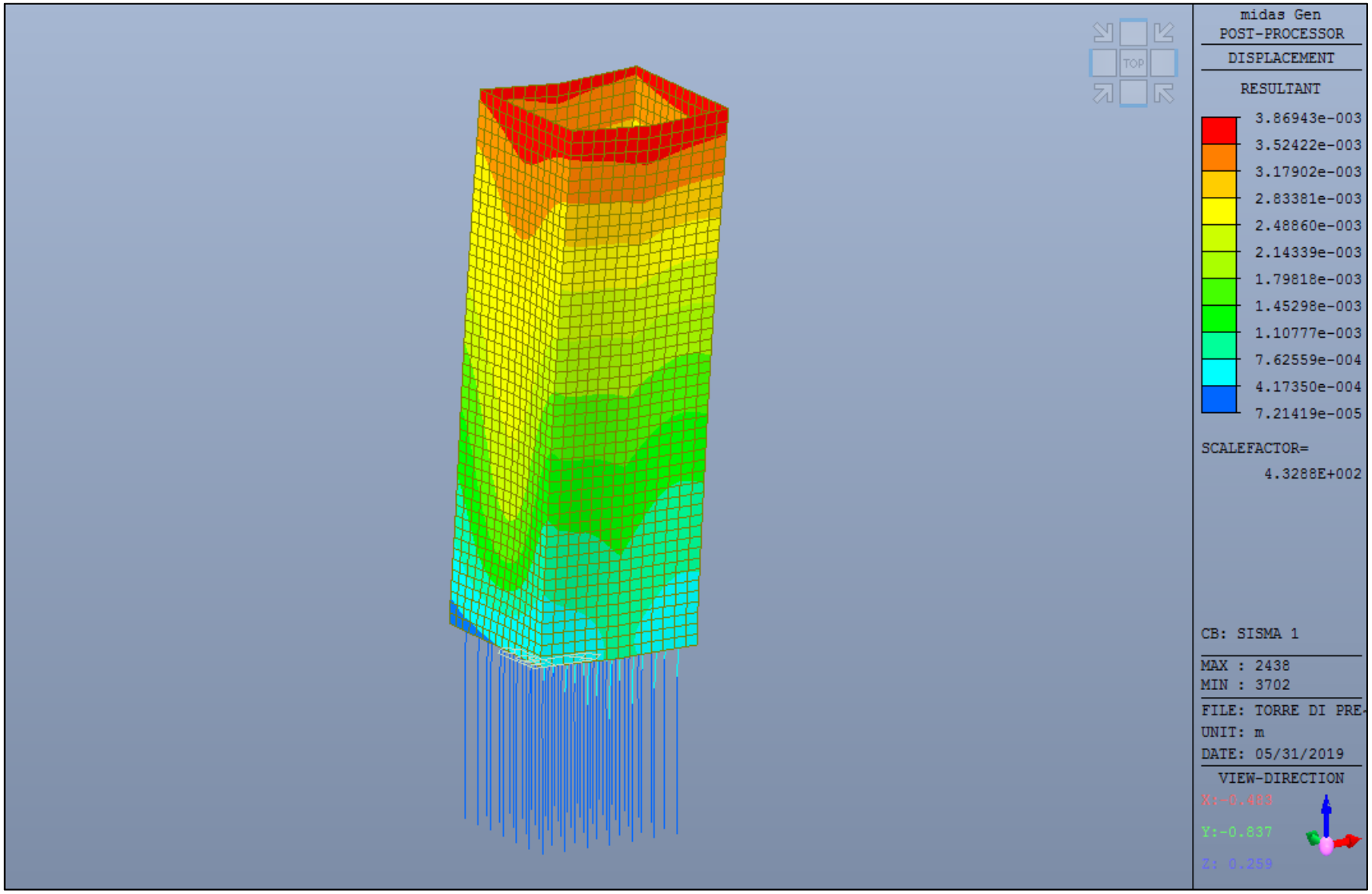
STRUTTURA GLOBALE E PLATEA DI FONDAZIONE



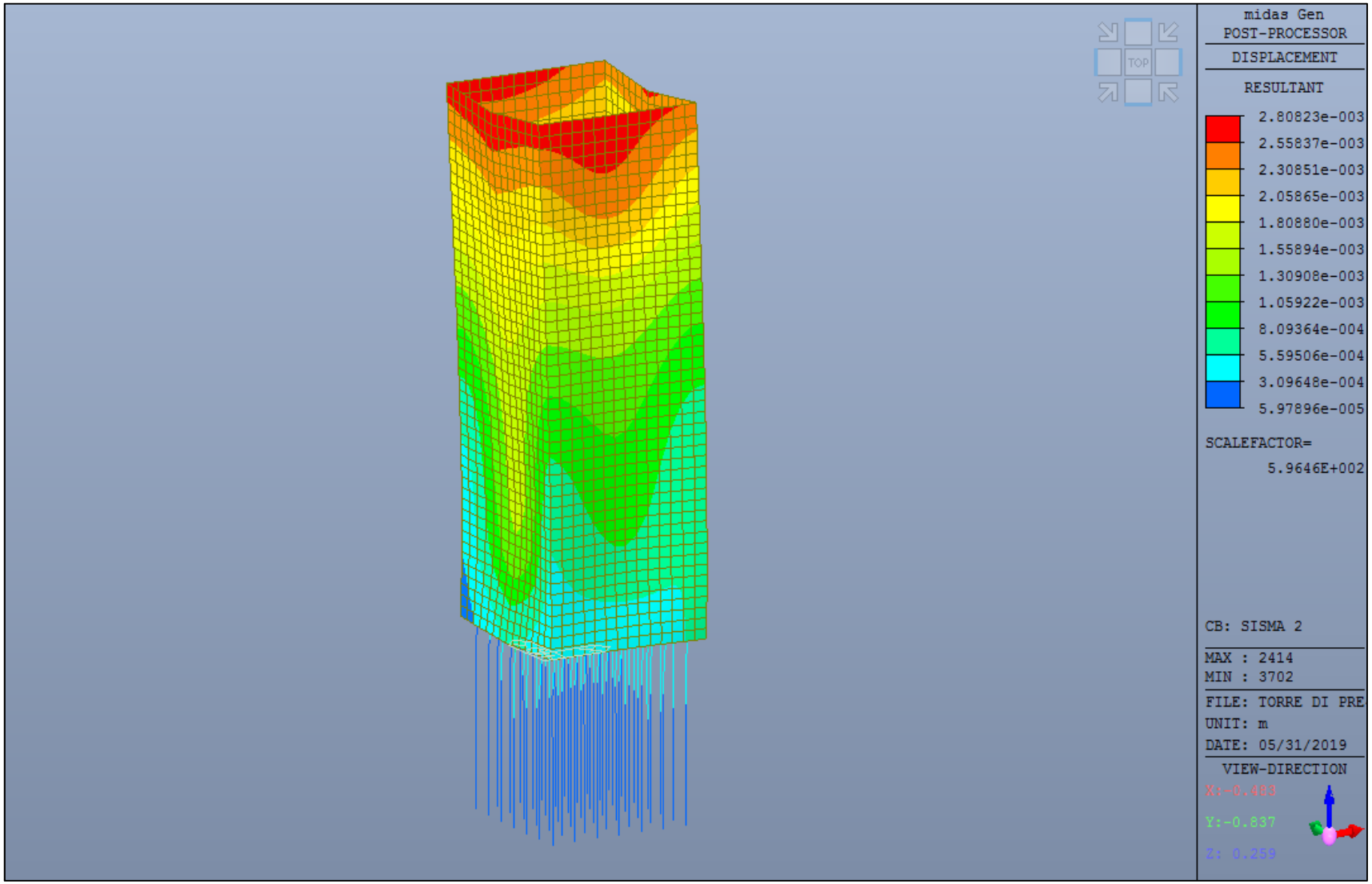

midas Gen
POST-PROCESSOR
DISPLACEMENT
Z-DIRECTION
-1.74778e-004
-2.92870e-004
-4.10963e-004
-5.29055e-004
-6.47148e-004
-7.65240e-004
-8.83333e-004
-1.00143e-003
-1.11952e-003
-1.23761e-003
-1.35570e-003
-1.47380e-003
SCALEFACTOR=
3.0533E+001
CBALL: RC ENV_SE-
MAX : 3864
MIN : 4
FILE: TORRE DI PRE-
UNIT: m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DEFORMATA STRUTTURA GLOBALE IN CONDIZIONI SISMICHE

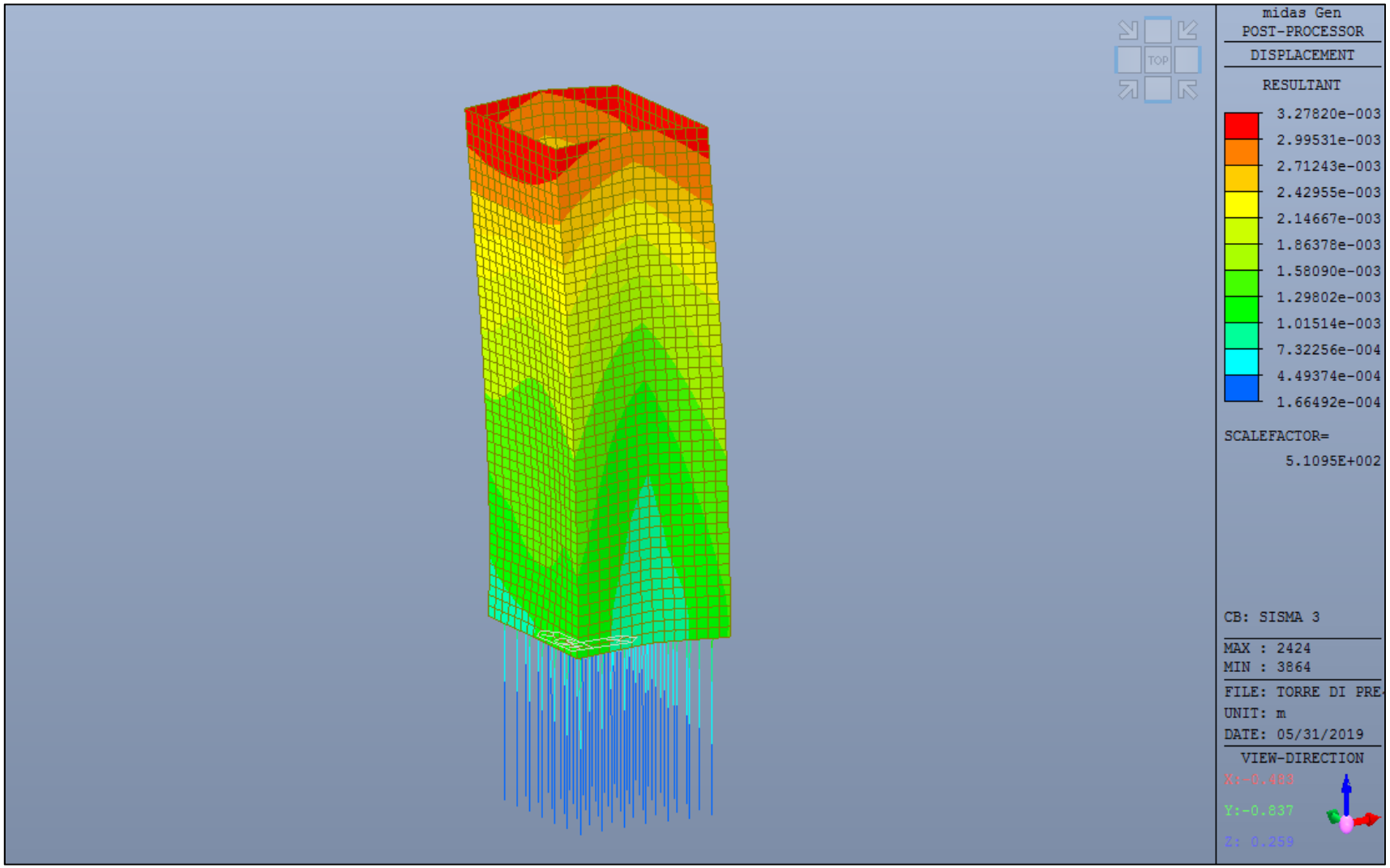
SISMA 1 + X



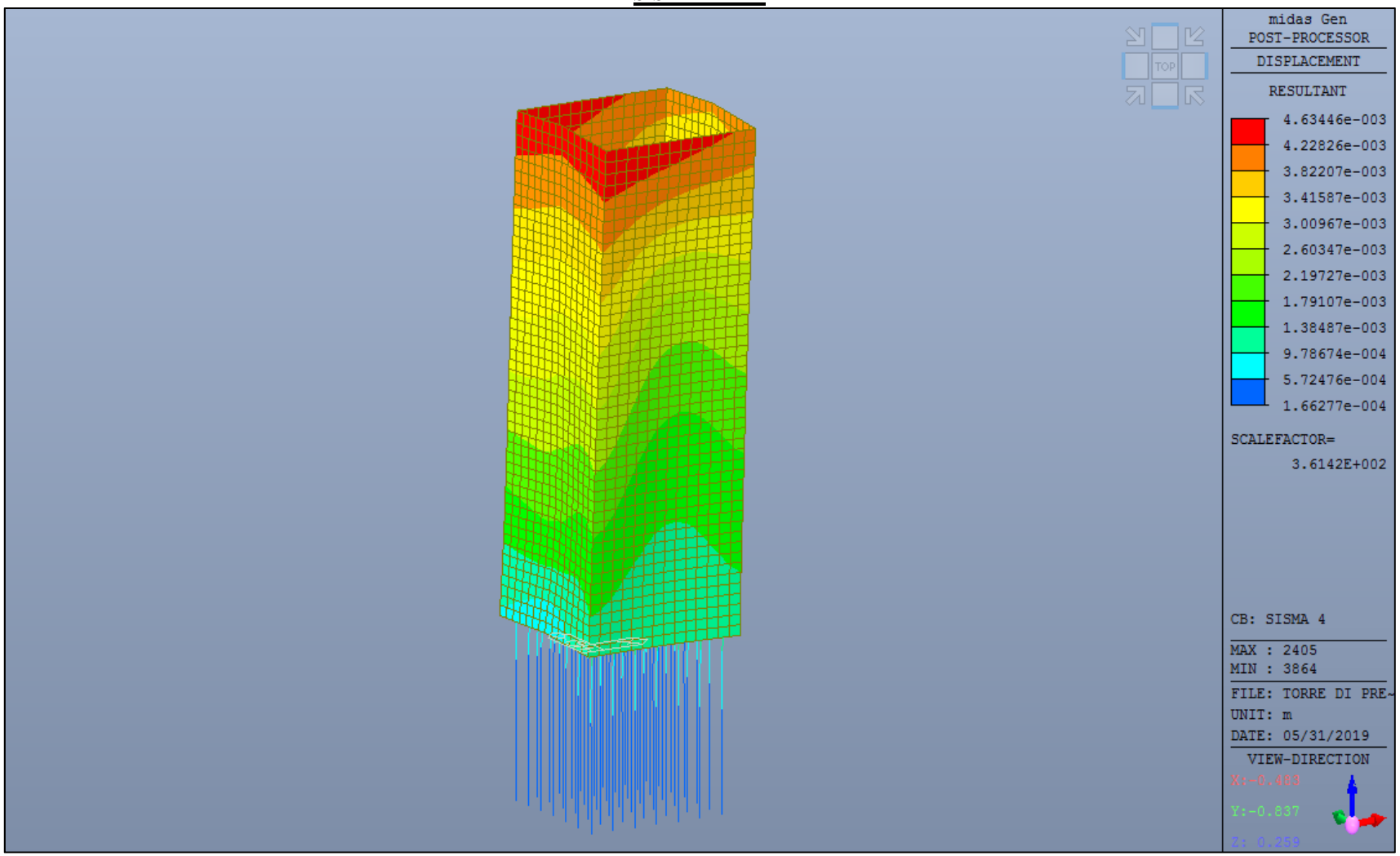
SISMA 2 + Y


midas Gen
POST-PROCESSOR
DISPLACEMENT
RESULTANT
2.80823e-003
2.55837e-003
2.30851e-003
2.05865e-003
1.80880e-003
1.55894e-003
1.30908e-003
1.05922e-003
8.09364e-004
5.59506e-004
3.09648e-004
5.97896e-005
SCALEFACTOR=
5.9646E+002
CB: SISMA 2
MAX : 2414
MIN : 3702
FILE: TORRE DI PRE
UNIT: m
DATE: 05/31/2019
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Y:-0.837
Z: 0.259

SISMA 3 - X


midas Gen
POST-PROCESSOR
DISPLACEMENT
RESULTANT
3.27820e-003
2.99531e-003
2.71243e-003
2.42955e-003
2.14667e-003
1.86378e-003
1.58090e-003
1.29802e-003
1.01514e-003
7.32256e-004
4.49374e-004
1.66492e-004
SCALEFACTOR=
5.1095E+002
CB: SISMA 3
MAX : 2424
MIN : 3864
FILE: TORRE DI PRE
UNIT: m
DATE: 05/31/2019
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Y:-0.837
Z: 0.259

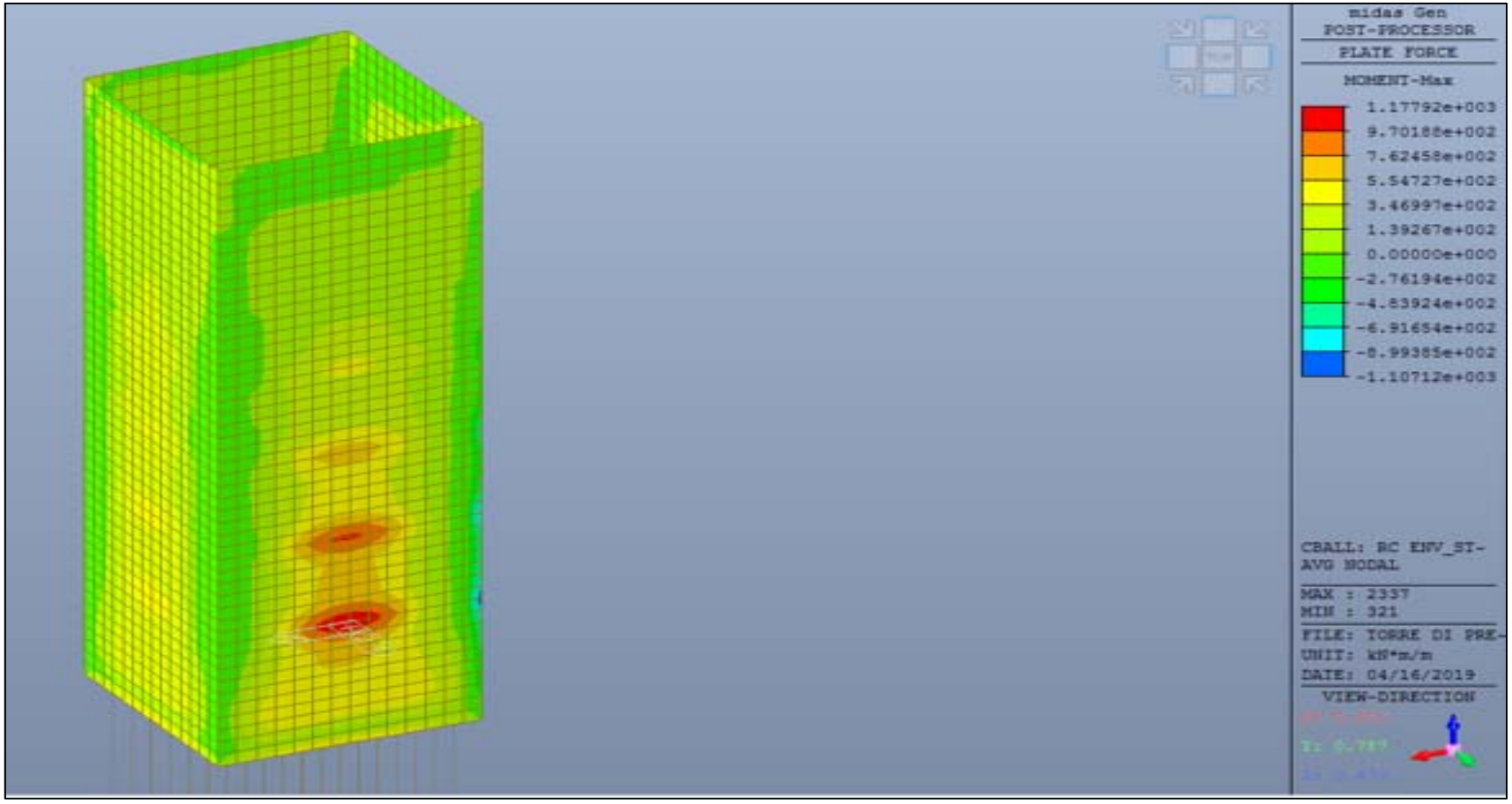
SISMA 4 - Y

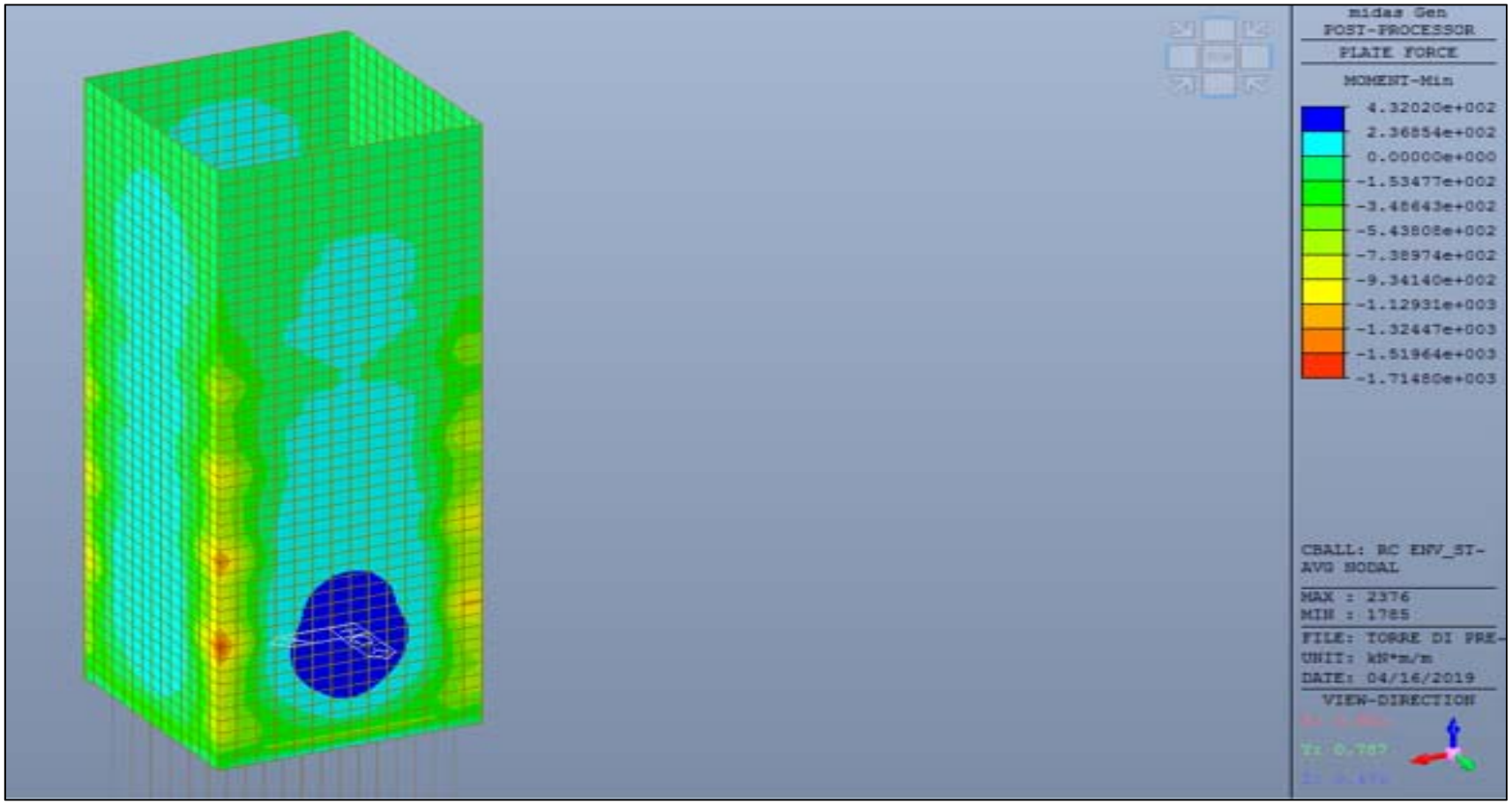


Le deformazioni massime in condizioni sismiche risultano pari a circa 4/5 mm in direzione Y e a 3/4 mm in direzione X. In direzione – X, verso il canale di presa e all'altezza massima della costruzione, si osserva uno spostamento massimo stimabile nell'ordine di 3 mm, pienamente compatibile con le verifiche previste dal *paragrafo 7.2.1 delle N.T.C.-2018.*

MOMENTO FLETTENTE A SLU

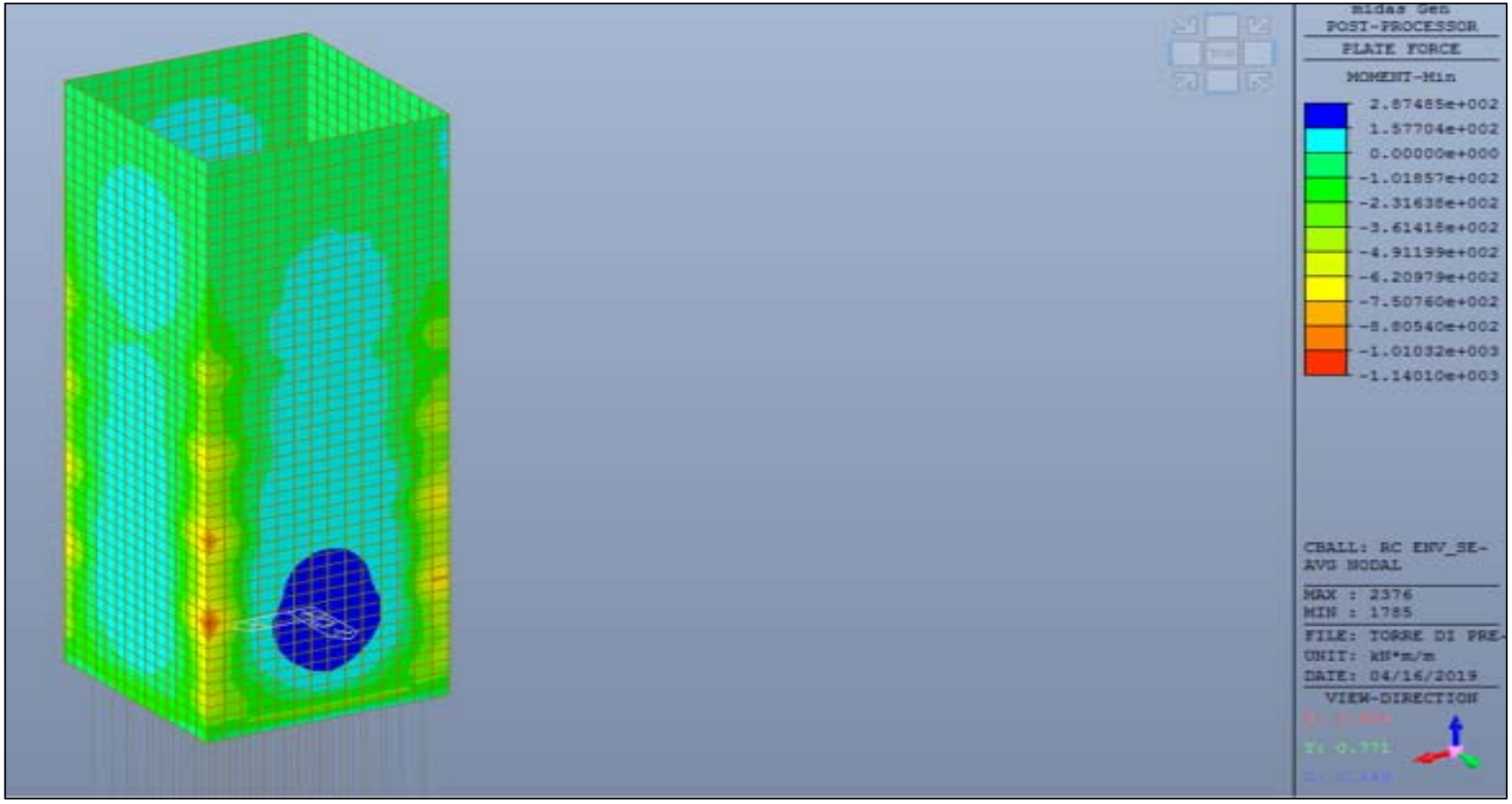
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA

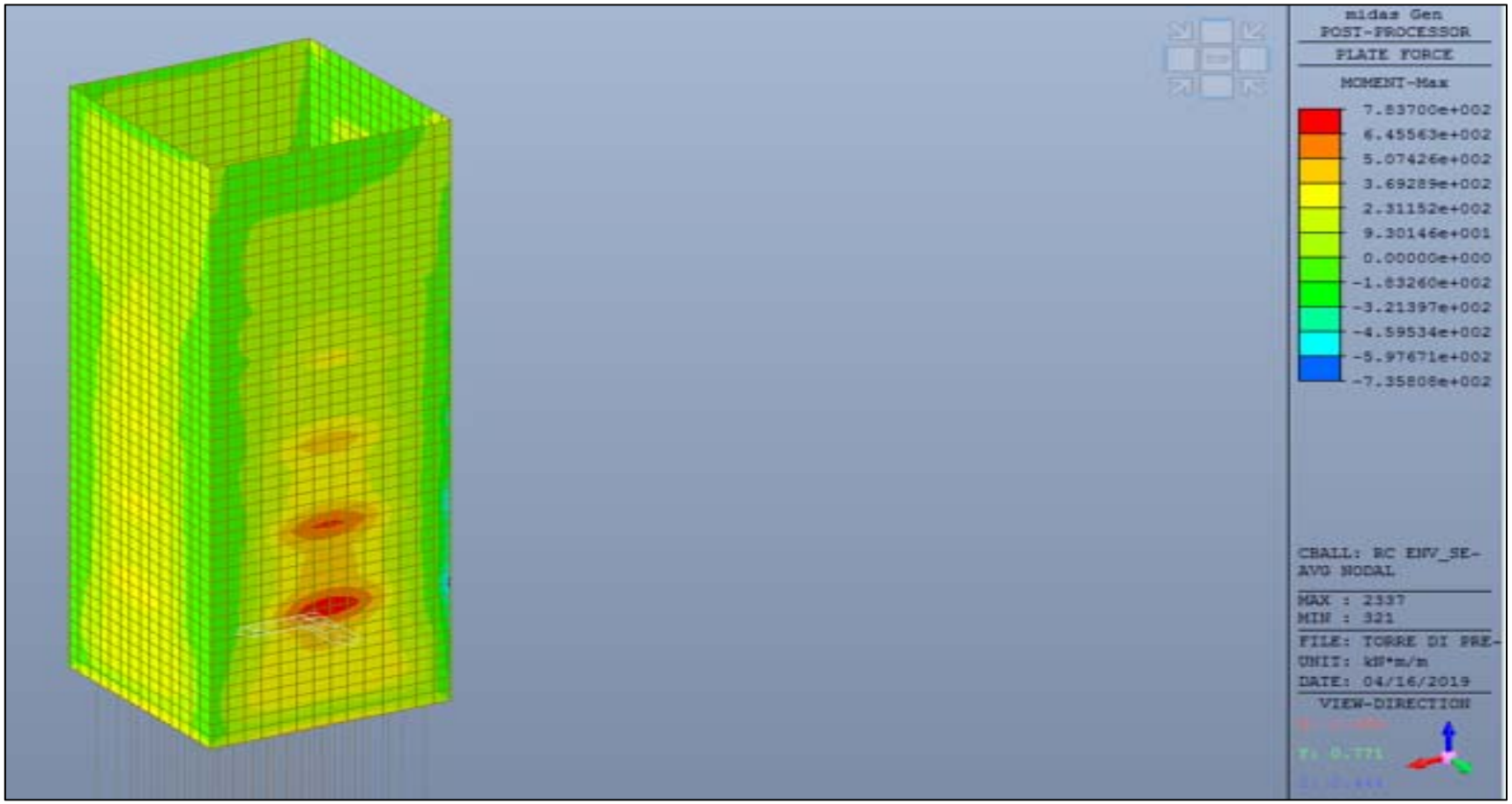



midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
4.32020e+002
2.36854e+002
0.00000e+000
-1.53477e+002
-3.48643e+002
-5.43808e+002
-7.38974e+002
-9.34140e+002
-1.12931e+003
-1.32447e+003
-1.51964e+003
-1.71480e+003
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 2376
MIN : 1765
FILE: TORRE DI PRE-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/16/2019
VIEW-DIRECTION

MOMENTO FLETTENTE PARETI A SLE

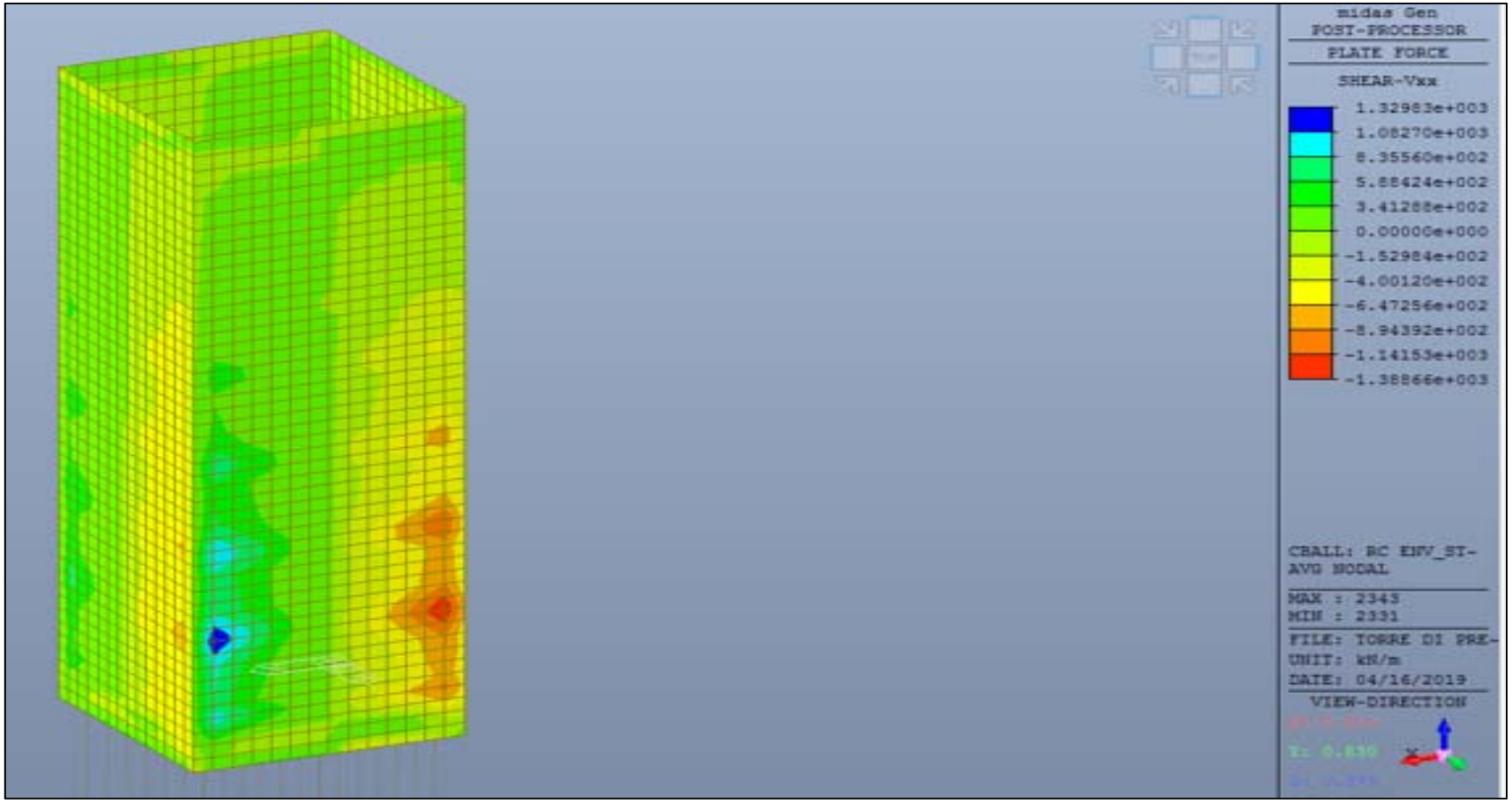
COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)




midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
7.83700e+002
6.45563e+002
5.07426e+002
3.69289e+002
2.31152e+002
9.30146e+001
0.00000e+000
-1.63260e+002
-3.21397e+002
-4.59534e+002
-5.97671e+002
-7.35808e+002
CBALL: RC ENV_SE-
AVG NODAL
MAX : 2337
MIN : 321
FILE: TORRE DI PRE-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/16/2019
VIEW-DIRECTION

TAGLIO AGENTE IN ELEVAZIONE A SLU

INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA



VERIFICHE STRUTTURALI PARETI IN ELEVAZIONE

Di seguito vengono riportate le verifiche strutturali delle pareti in elevazione della torre di presa, distinte per diversi livelli (livello 1, livello 2, livello 3, livello 4 – vedi elaborati grafici di progetto – tavola 12) e soggette a momento flettente e a taglio.

I dati riportati nella tabella sottostante si riferiscono alle sezioni dei primi tre livelli della torre (livelli 1, 2 e 3), mentre varieranno sia in corrispondenza delle fasce di rinforzo (con h sezione pari a 1,0 m), sia in corrispondenza del livello 4 (con h sezione pari a 0,6 m).

Il copriferro minimo in tabella si riferisce ai correnti trasversali mentre il copriferro minimo per le armature longitudinali sarà di circa 80 mm.

La tabella relativa alle caratteristiche tecniche e prestazionali materiali per uso strutturale è la medesima per ogni sezione di calcolo oggetto di verifica e viene riportata alla pagina successiva.

DATI

Altezza sezione	h	0,80	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	50	mm
Distanza del baricentro delle armature dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,05	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,75	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per ε_c=3,5‰)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per ε_c=3,5‰)	β_2	0,416	/

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	30,0	N/mm^2
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	25,0	N/mm^2
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	33,0	N/mm^2
Modulo elastico	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	26230	N/mm^2
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0,2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
Situazione di progetto persistente			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,2	N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14167	kN/m^2
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{cfm}	3,08	N/mm^2
	$f_{ctk,0,05}$	1,80	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,20	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1196983	N/m^2
Situazione di progetto eccezionale e sismica			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25,0	N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25000000	N/m^2
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1: 2004			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm^2
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m^2
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Situazione di progetto persistente			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm^2
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m^2
Situazione di progetto eccezionale e sismica			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm^2
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m^2

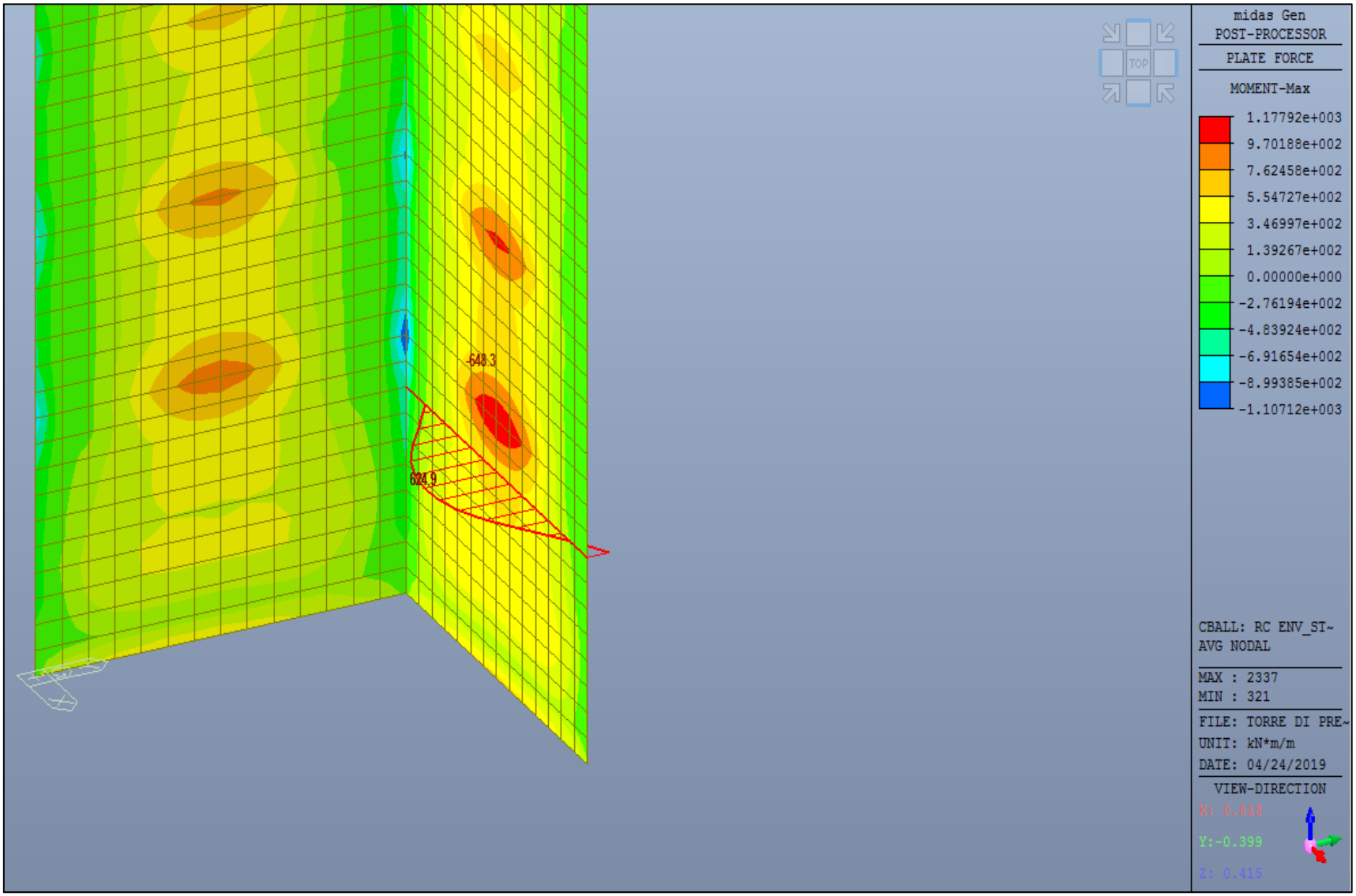
Di seguito vengono riportate le verifiche a stato limite ultimo e di esercizio dei correnti trasversali (armature principali) sia in campata che in corrispondenza degli angoli, tenendo anche in considerazione l'aggiunta di ferri per i rinforzi posti in corrispondenza delle travi di contrasto HEA180.

Per ciascuna zona o livello di armatura trattato sono, quindi, riportate nel seguito specifiche immagini di dettaglio con i principali diagrammi di sollecitazione relativi.

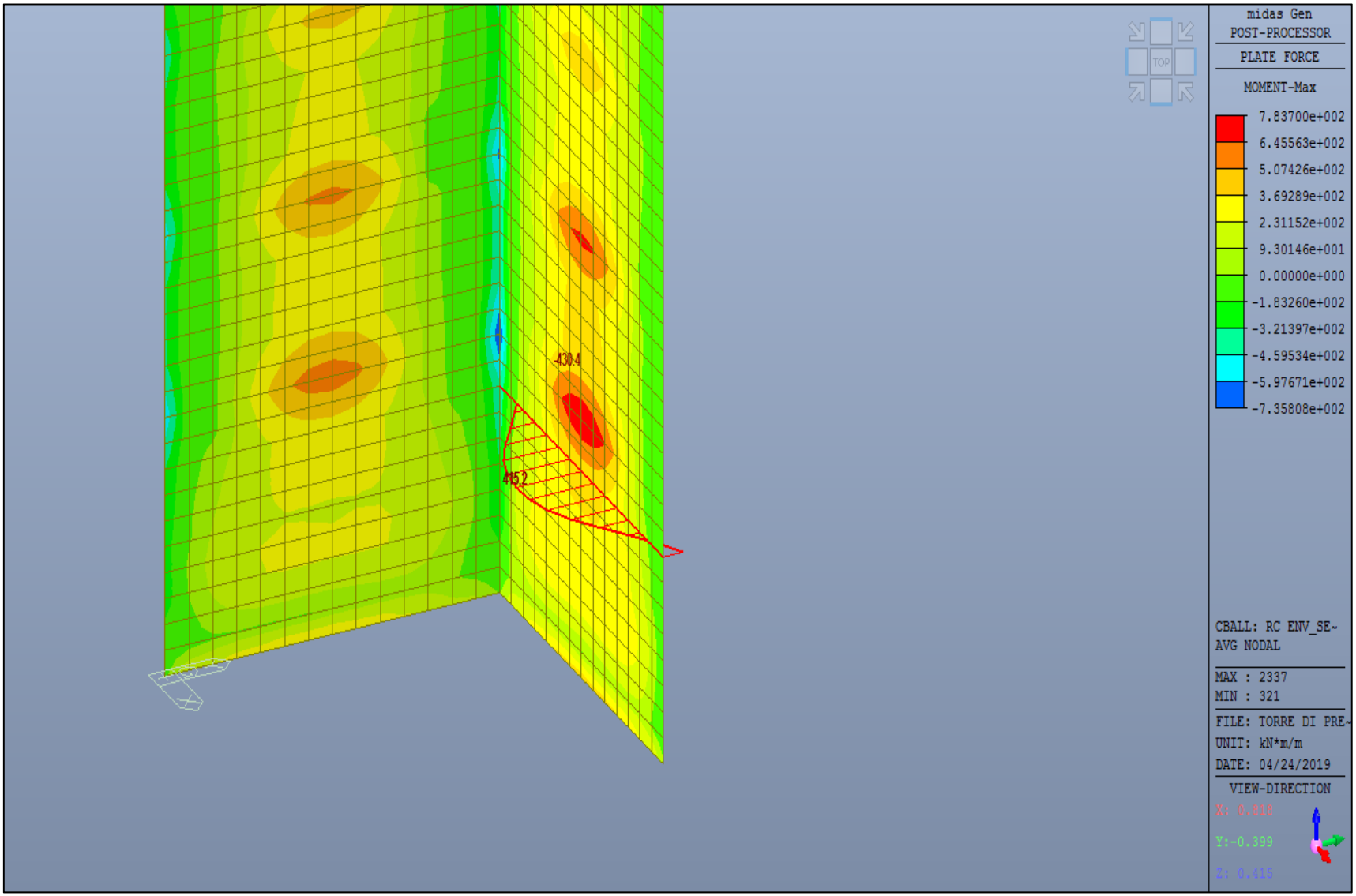
LIVELLO 1 - CAMPATA

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	630,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	300,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	420,0	kNm

SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
1.17792e+003
9.70188e+002
7.62458e+002
5.54727e+002
3.46997e+002
1.39267e+002
0.00000e+000
-2.76194e+002
-4.83924e+002
-6.91654e+002
-8.99385e+002
-1.10712e+003
-648.3
624.9
CBALL: RC ENV_ST~
AVG NODAL
MAX : 2337
MIN : 321
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.818
Y:-0.399
Z: 0.415

SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
7.83700e+002
6.45563e+002
5.07426e+002
3.69289e+002
2.31152e+002
9.30146e+001
0.00000e+000
-1.83260e+002
-3.21397e+002
-4.59534e+002
-5.97671e+002
-7.35808e+002
-430.4
452
CBALL: RC ENV_SE~
AVG NODAL
MAX : 2337
MIN : 321
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
Y:-0.399
Z: 0.415

DIMENSIONAMENTO CORRENTI IN CAMPATA

Risultante delle forze di compressione	C	876,2	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,077	m
Momento resistente	M_{Rd}	630,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,103	/
Area minima da normativa	A_{min}	1125	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	2241	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	2241	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	20	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$	22	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	2,5	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	2521	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	22	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1901	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	2521	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1901	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	62	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0385	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	-0,000697	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	-146	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-707570	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	985761	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-278191	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,083	/
Momento resistente	M_{Rd}	707,7	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	630,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

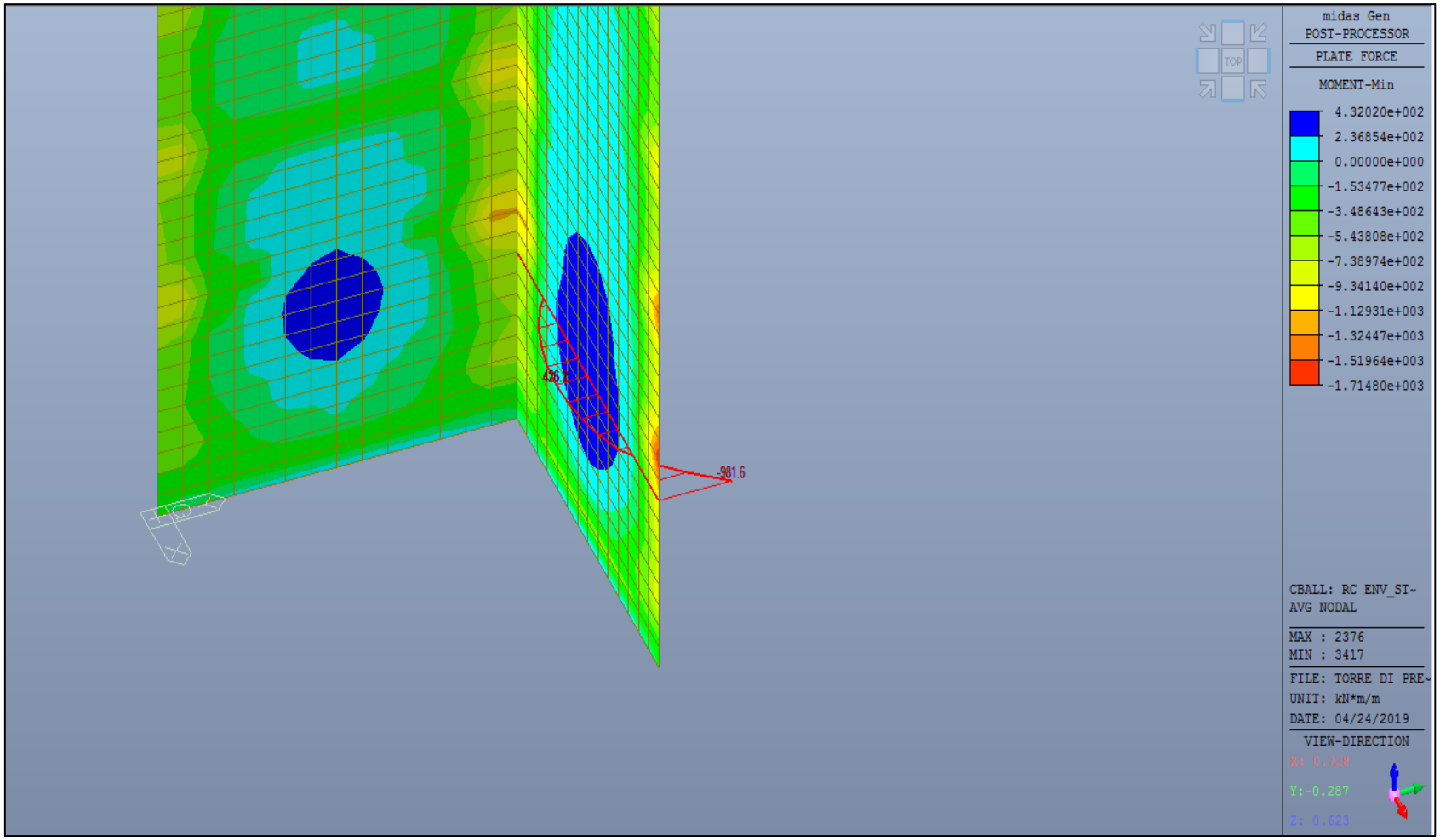
Altezza sezione	h	800	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	750	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	800000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	294000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	420000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	444	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,92	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10763	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,51	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	2521	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1901	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	137	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	7259311775	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	5,55	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	166	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	23	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	7,92	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	237	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	34	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	206	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	18327382527	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	3,31	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	170	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	4,72	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	243	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	166	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,020	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00051	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	20	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	199	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,174	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

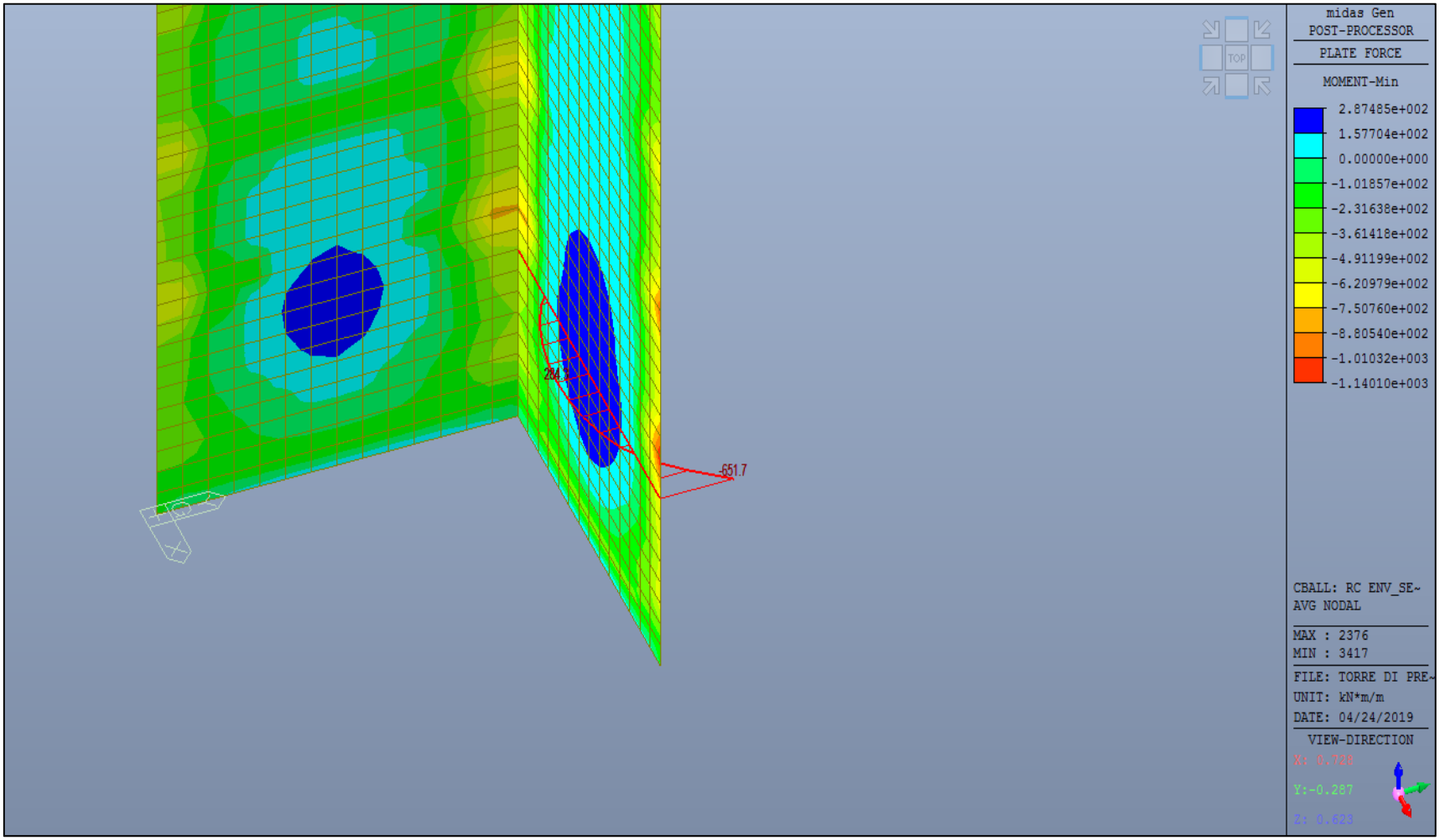
LIVELLO 1 -ANGOLI

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	985,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	460,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	655,0	kNm

SLU



SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
2.87485e+002
1.57704e+002
0.00000e+000
-1.01857e+002
-2.31638e+002
-3.61418e+002
-4.91199e+002
-6.20979e+002
-7.50760e+002
-8.80540e+002
-1.01032e+003
-1.14010e+003
-651.7
CBALL: RC ENV_SE~
AVG NODAL
MAX : 2376
MIN : 3417
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.728
Y:-0.287
Z: 0.623

DIMENSIONAMENTO CORRENTI ANGOLI

Risultante delle forze di compressione	C	1406,4	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,124	m
Momento resistente	M_{Rd}	985,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,165	/
Area minima da normativa	A_{min}	1125	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	3597	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	3597	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	22	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$	22	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	5	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	3801	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	20	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1571	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	3801	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1571	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	87	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0265	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	-0,0015	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	-315	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-991577	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	1486319	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-494741	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,117	/
Momento resistente	M_{Rd}	1055,3	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	985,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

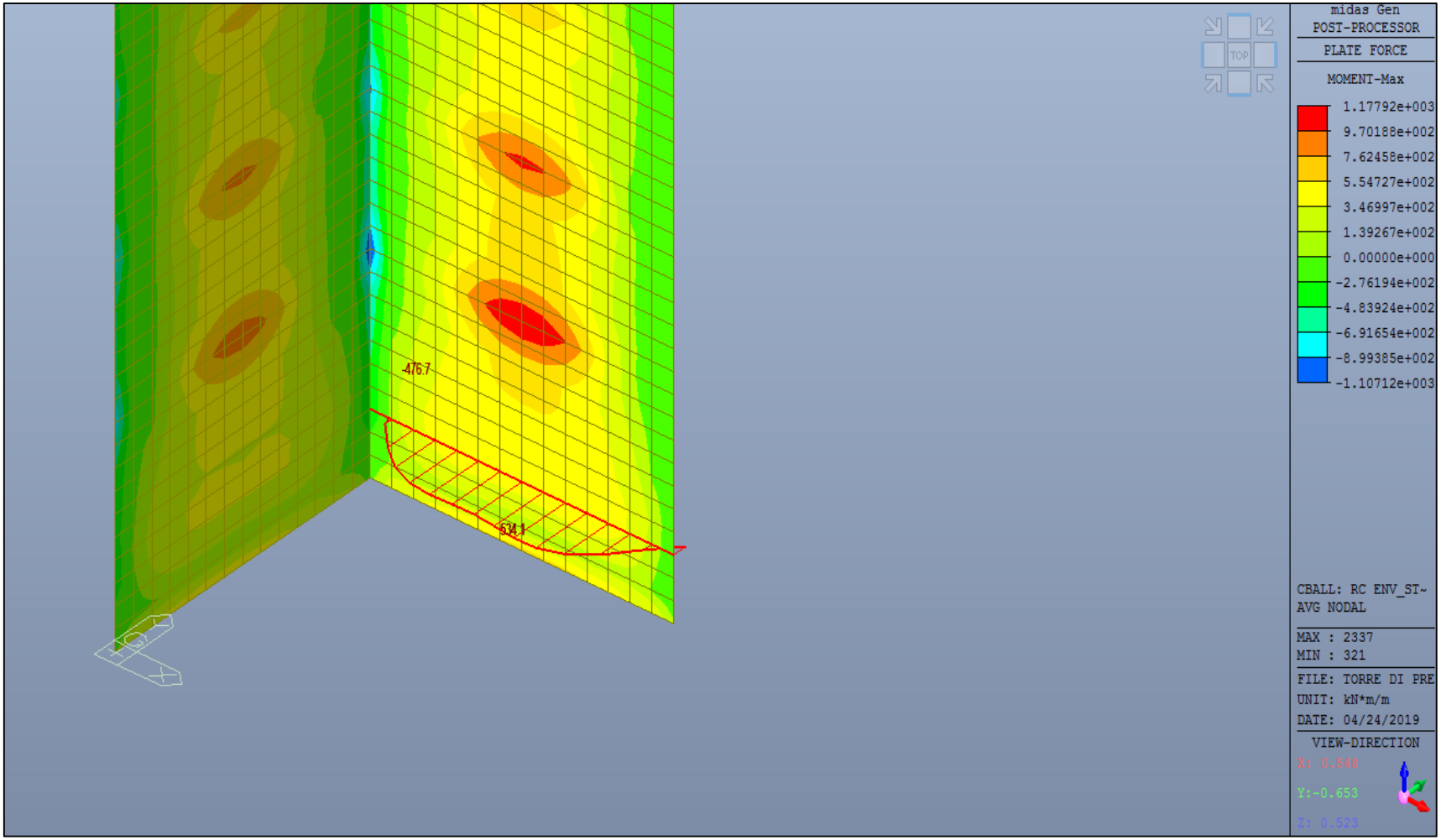
Altezza sezione	h	800	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	750	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	800000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	458500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	655000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	444	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,92	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10763	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,51	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	3801	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1571	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	166	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	10294394202	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	7,39	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	174	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	34	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	10,56	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	248	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	49	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	250	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	24913621853	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	4,60	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	180	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	6,57	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	256	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	174	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,030	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00063	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	22	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	172	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,185	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

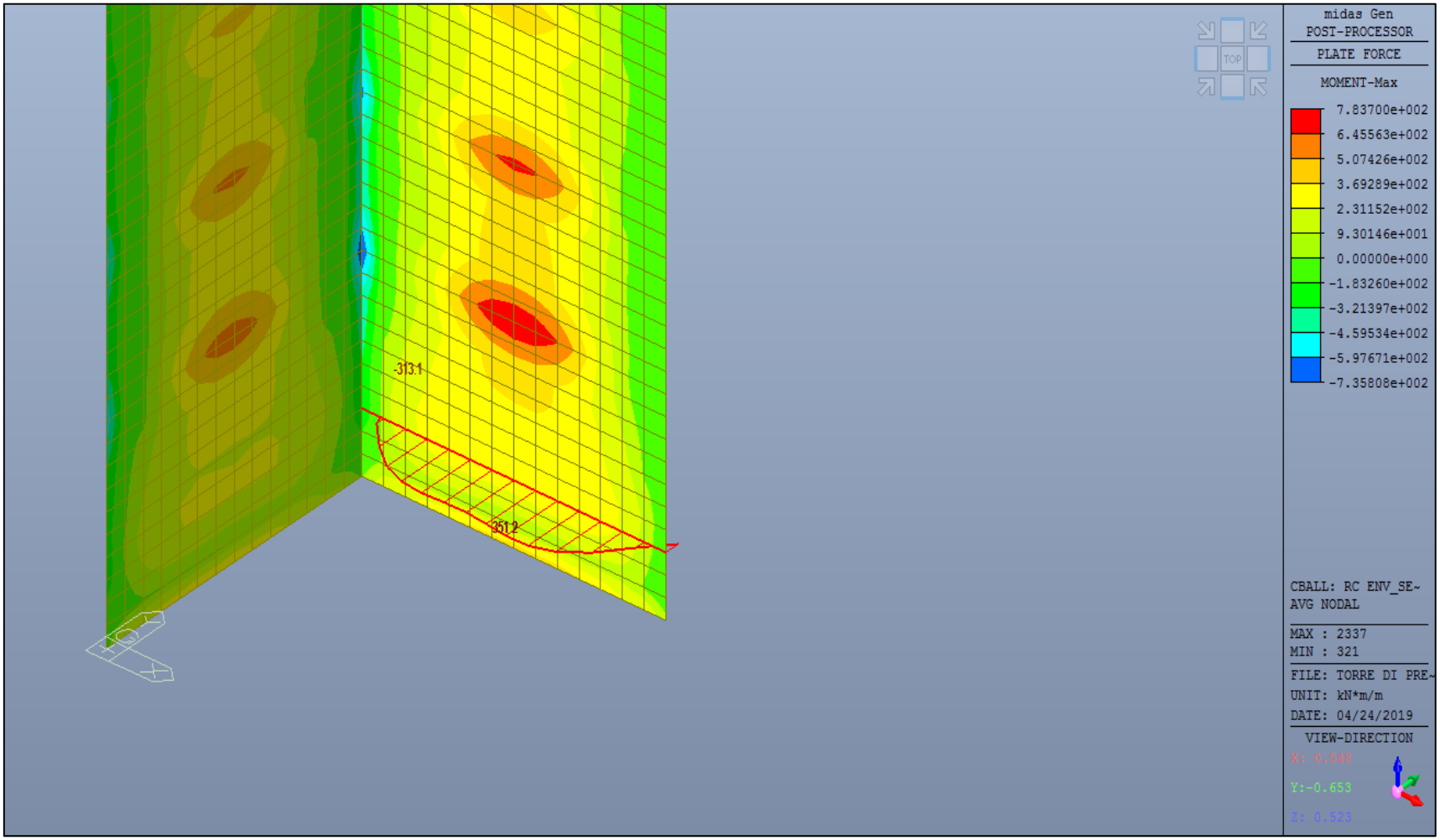
LIVELLO 1 – RINFORZO PERIMETRALE N. 1

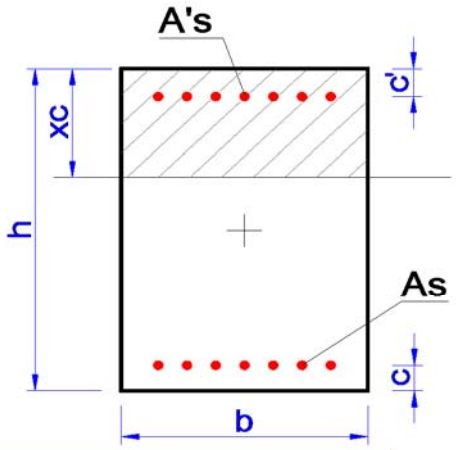
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	540,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	255,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	360,0	kNm

SLU



SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
7.83700e+002
6.45563e+002
5.07426e+002
3.69289e+002
2.31152e+002
9.30146e+001
0.00000e+000
-1.83260e+002
-3.21397e+002
-4.59534e+002
-5.97671e+002
-7.35808e+002
-313.1
-351.2
CBALL: RC ENV_SE~
AVG NODAL
MAX : 2337
MIN : 321
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.548
Y:-0.653
Z: 0.523



Geometria della sezione		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	540	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura tesa As

n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	20	15,71	5
2,5	22	9,50	5
4	20	12,57	15
		0,00	
		0,00	
		37,78	

Armatura compressa A's

n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
6	14	9,24	5
5	22	19,01	20
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		28,24	

Materiali

	γc	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α fcd [Mpa]	fcc/fcd	ε_{c2}	ε_{cu2}
C25/30	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γE	γs	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ε_{ys}	ε_{uk}	α_s	ε_{ud}
B450C	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

◉ N costante

○ e costante

calcola

N ultimo	xc
0,0 [kN]	**14,33 [cm]**
Momento ultimo	**FS**
1344,5 [kNm]	**2,49**

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1000	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1000000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	252000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	360000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10929	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	3778	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	2824	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	185	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	17152763833	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	2,72	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	75	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	13	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	3,88	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	107	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	19	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	274	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	42609544202	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	1,62	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	77	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	2,32	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	110	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	75	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,030	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00021	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	111	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	20	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	166	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,061	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

LIVELLO 2 – CAMPATA E ANGOLI

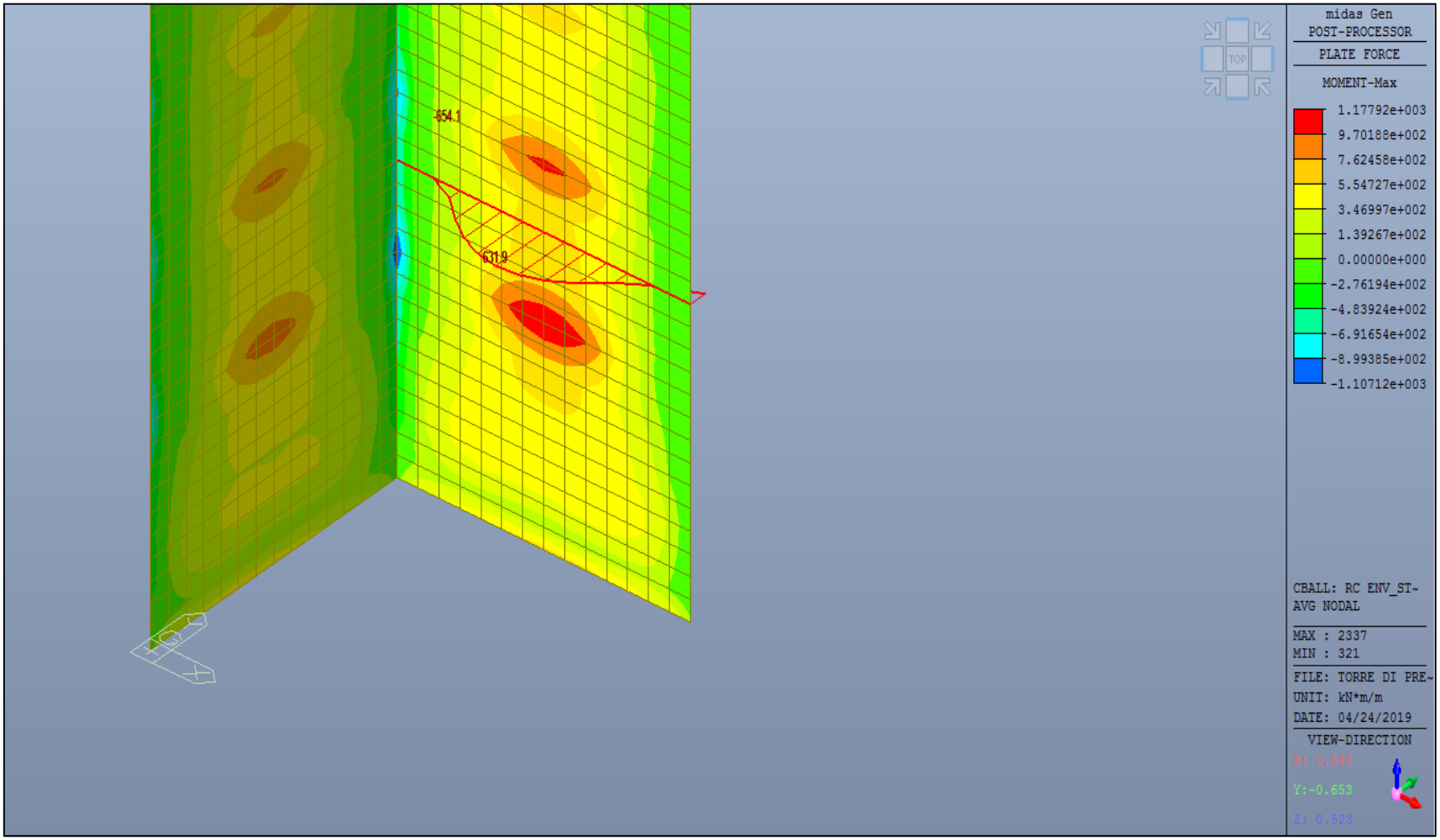
Il livello 2 è caratterizzato dalle medesime sollecitazioni a stato limite ultimo e di esercizio agenti al livello 1 e possiede la stessa area di armatura dei correnti già verificata per il livello 1 sia in campata che in posizione angolare.

Vengono, pertanto, riportate di seguito solamente le tabelle con i momenti sollecitanti a SLU e SLE e i diametri dei ferri già utilizzati per il livello 1 di armatura.

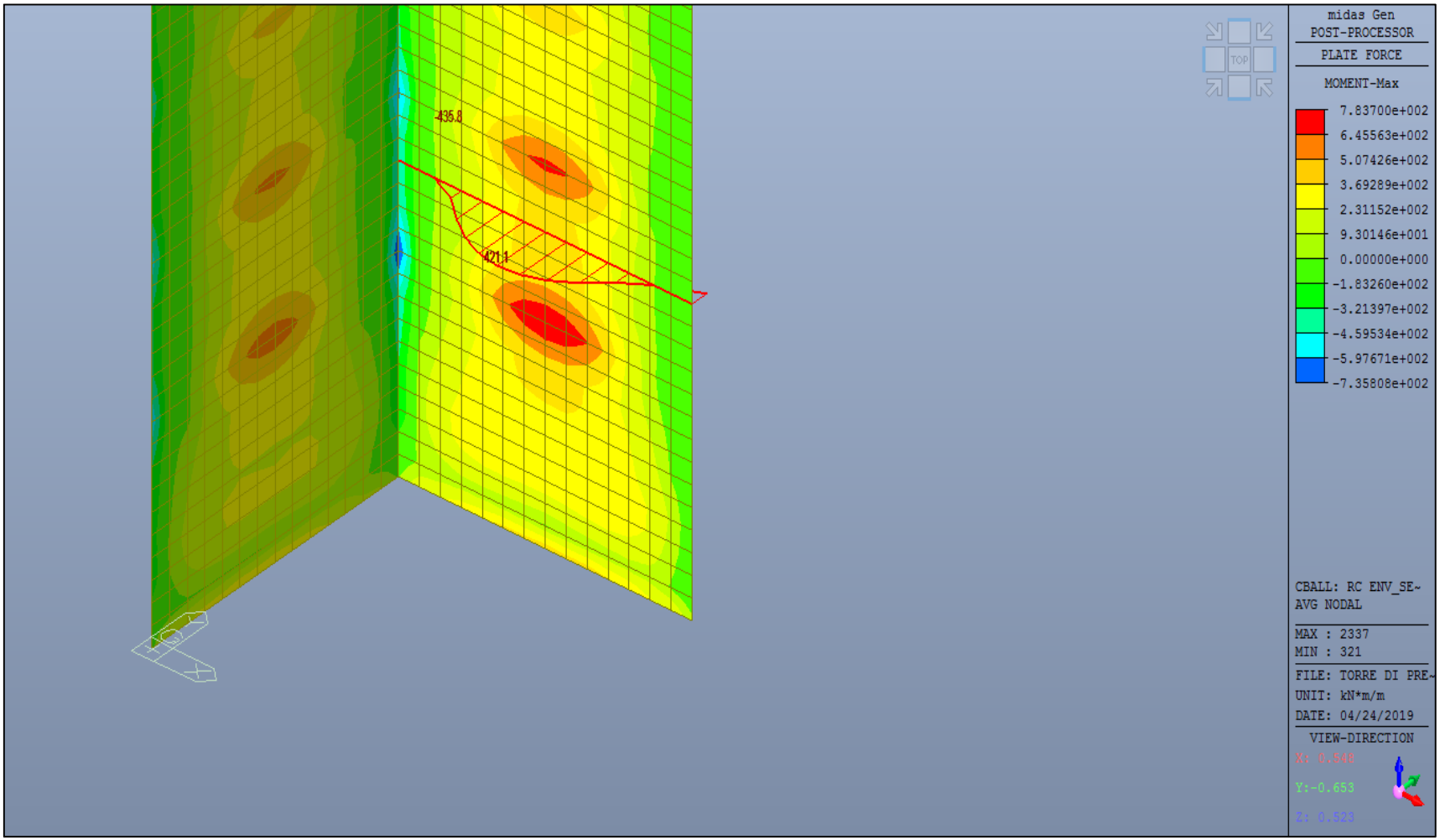
momento sollecitante in campata			
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	635,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	300,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	430,0	kNm

Momento sollecitante agli angoli			
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	975,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	455,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	650,0	kNm

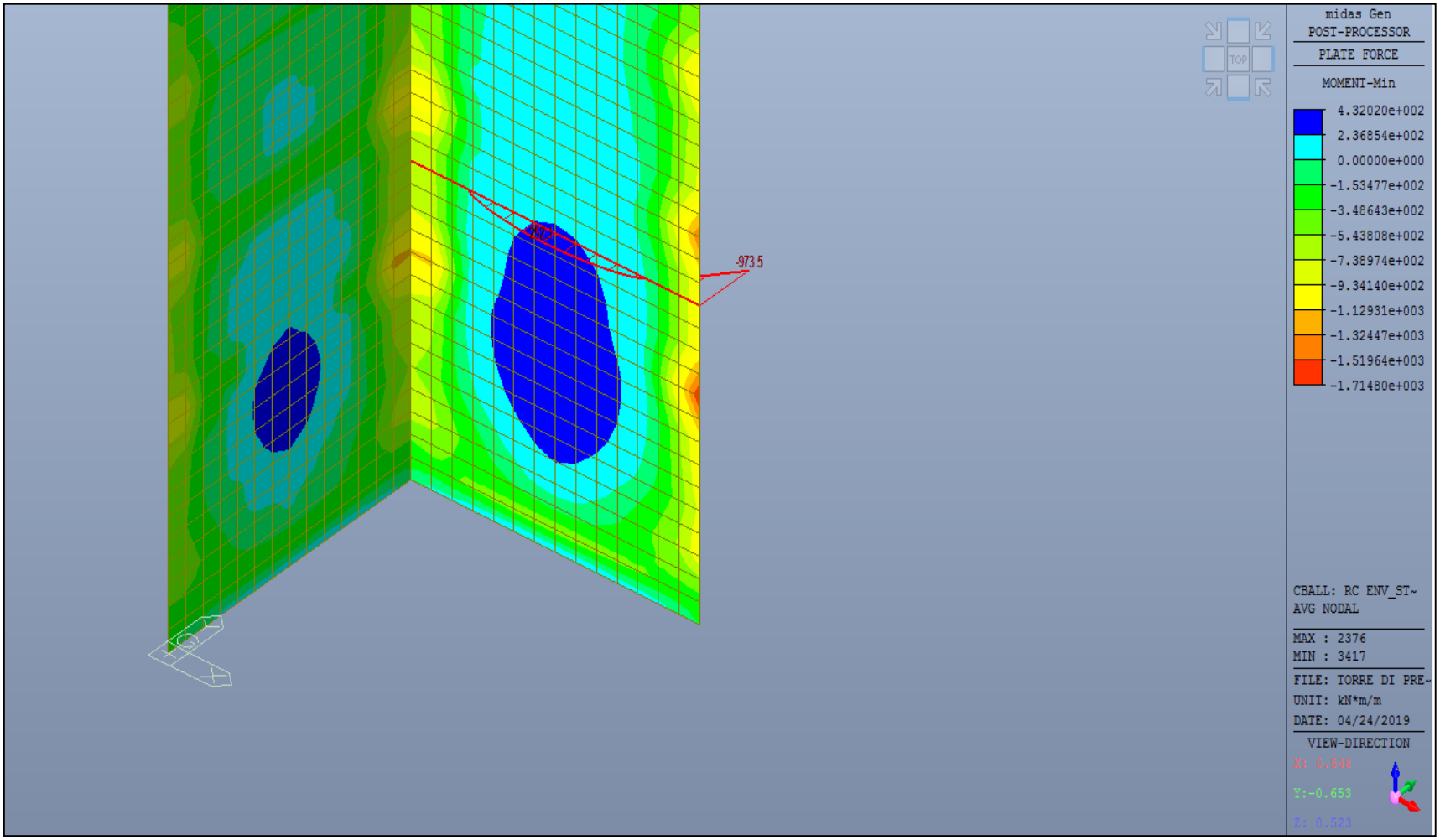
SLU (CAMPATA)


-654.1
631.9
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
1.17792e+003
9.70188e+002
7.62458e+002
5.54727e+002
3.46997e+002
1.39267e+002
0.00000e+000
-2.76194e+002
-4.83924e+002
-6.91654e+002
-8.99385e+002
-1.10712e+003
CBALL: RC ENV_ST~
AVG NODAL
MAX : 2337
MIN : 321
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.548
Y:-0.653
Z: 0.523

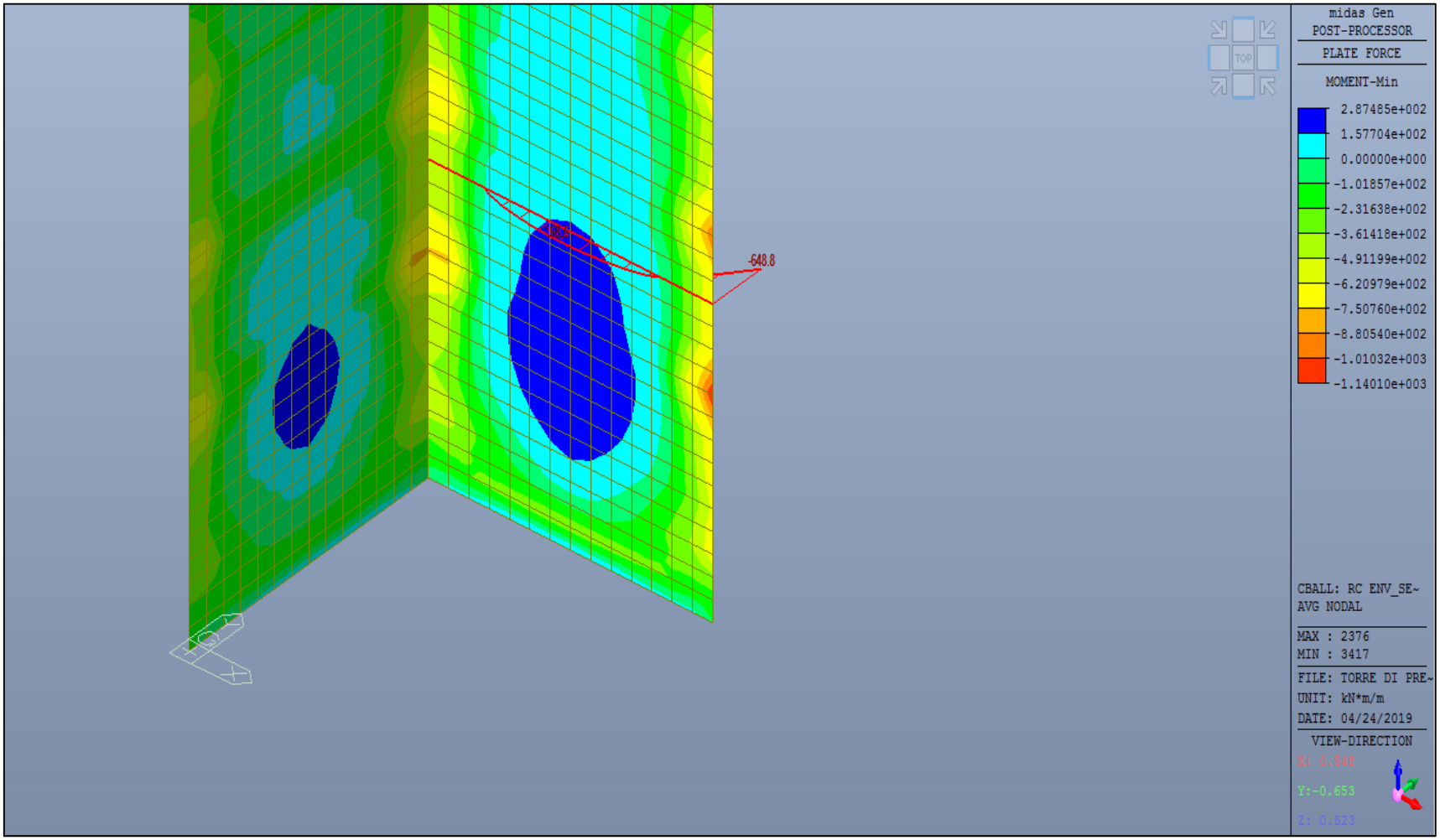
SLE (campata)


435.8
421.1
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
7.83700e+002
6.45563e+002
5.07426e+002
3.69289e+002
2.31152e+002
9.30146e+001
0.00000e+000
-1.83260e+002
-3.21397e+002
-4.59534e+002
-5.97671e+002
-7.35808e+002
CBALL: RC ENV_SE~
AVG NODAL
MAX : 2337
MIN : 321
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.548
Y:-0.653
Z: 0.523

SLU (ANGOLI)


-973.5
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
4.32020e+002
2.36854e+002
0.00000e+000
-1.53477e+002
-3.48643e+002
-5.43808e+002
-7.38974e+002
-9.34140e+002
-1.12931e+003
-1.32447e+003
-1.51964e+003
-1.71480e+003
CBALL: RC ENV_ST~
AVG NODAL
MAX : 2376
MIN : 3417
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.548
Y:-0.653
Z: 0.523

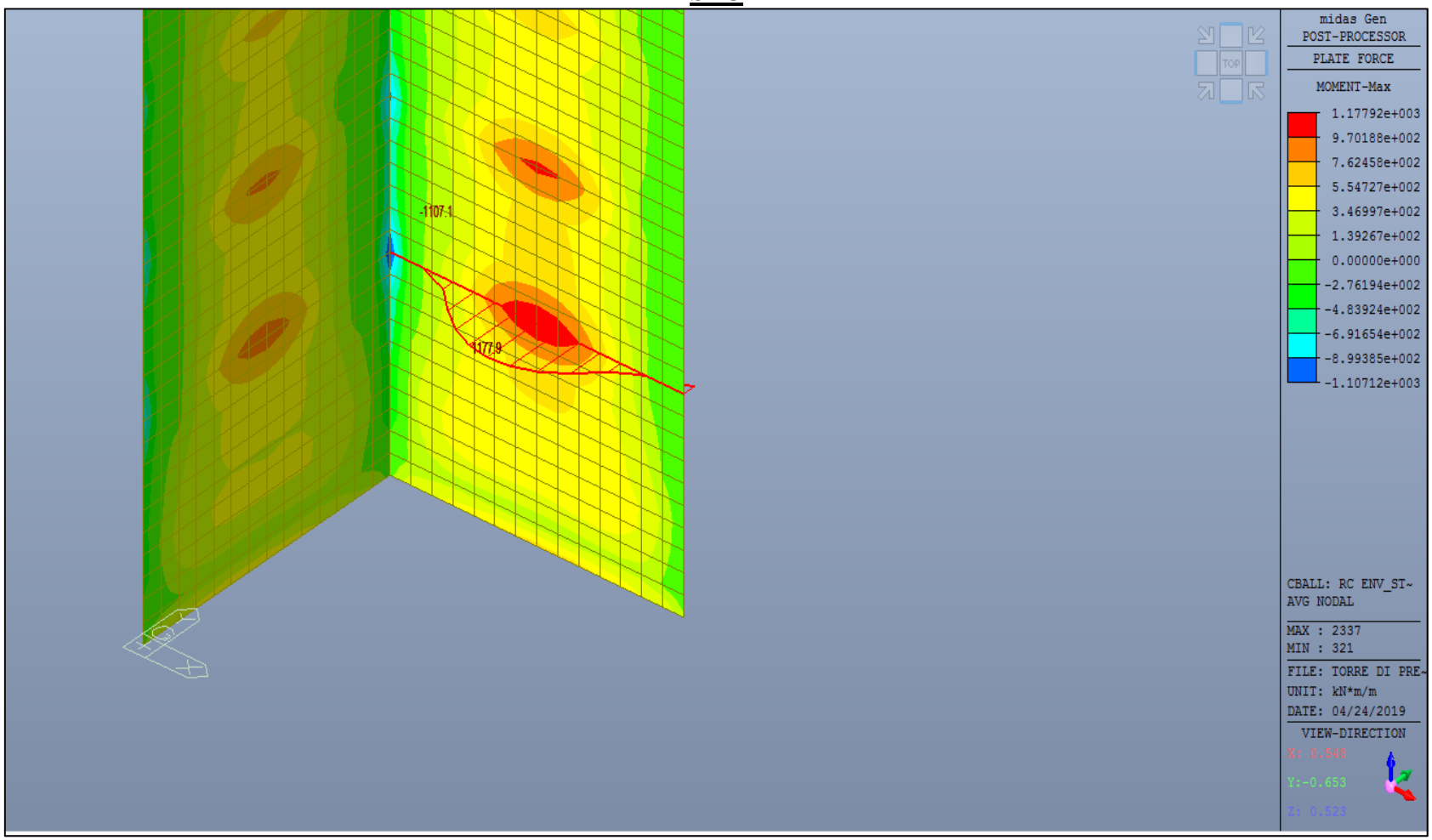
SLE (ANGOLI)


-648.8
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
2.87485e+002
1.57704e+002
0.00000e+000
-1.01857e+002
-2.31638e+002
-3.61418e+002
-4.91199e+002
-6.20979e+002
-7.50760e+002
-8.80540e+002
-1.01032e+003
-1.14010e+003
CBALL: RC ENV_SE~
AVG NODAL
MAX : 2376
MIN : 3417
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.540
Y:-0.653
Z: 0.523

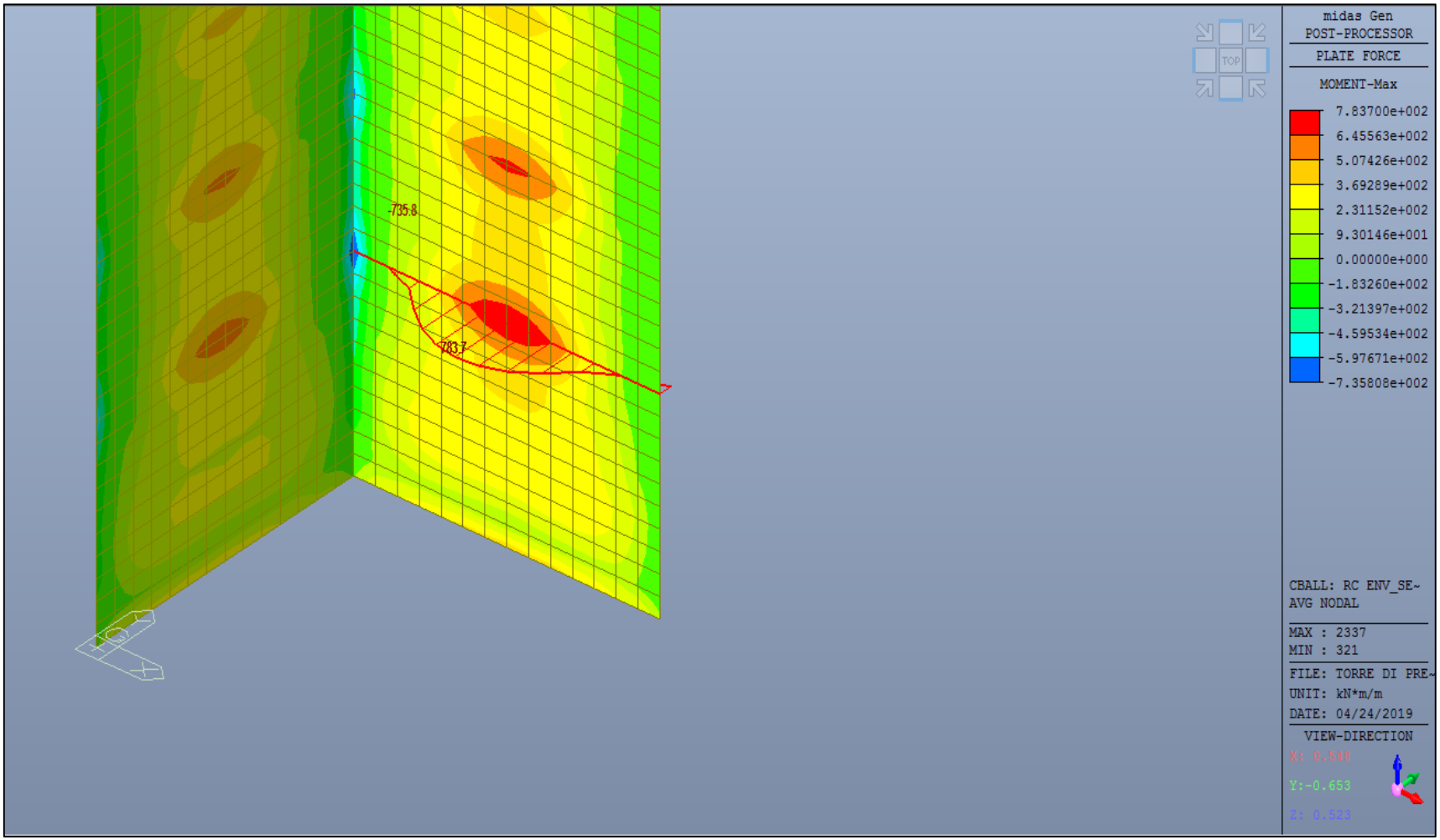
LIVELLO 2 – RINFORZO PERIMETRALE N. 2

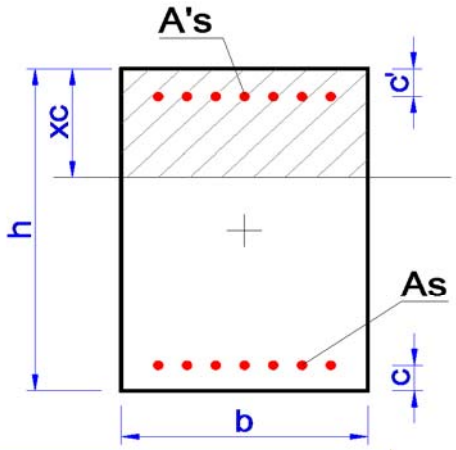
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	1180,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	550,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	785,0	kNm

SLU



SLE


735.8
783.7
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
7.83700e+002
6.45563e+002
5.07426e+002
3.69289e+002
2.31152e+002
9.30146e+001
0.00000e+000
-1.83260e+002
-3.21397e+002
-4.59534e+002
-5.97671e+002
-7.35808e+002
CBALL: RC ENV_SE~
AVG NODAL
MAX : 2337
MIN : 321
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.548
Y:-0.653
Z: 0.523



Geometria della sezione		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	1180	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura tesa As

n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	20	15,71	5
2,5	22	9,50	5
4	20	12,57	15
		0,00	
		0,00	
		37,78	

Armatura compressa A's

n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
6	14	9,24	5
5	22	19,01	20
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		28,24	

Materiali

	γc	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α fcd [Mpa]	fcc/fcd	ε_{c2}	ε_{cu2}
C25/30	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γE	γs	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ε_{ys}	ε_{uk}	α_s	ε_{ud}
B450C	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

◉ N costante

○ e costante

calcola

N ultimo	xc
0,0 [kN]	**14,33 [cm]**
Momento ultimo	**FS**
1344,5 [kNm]	**1,14**

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

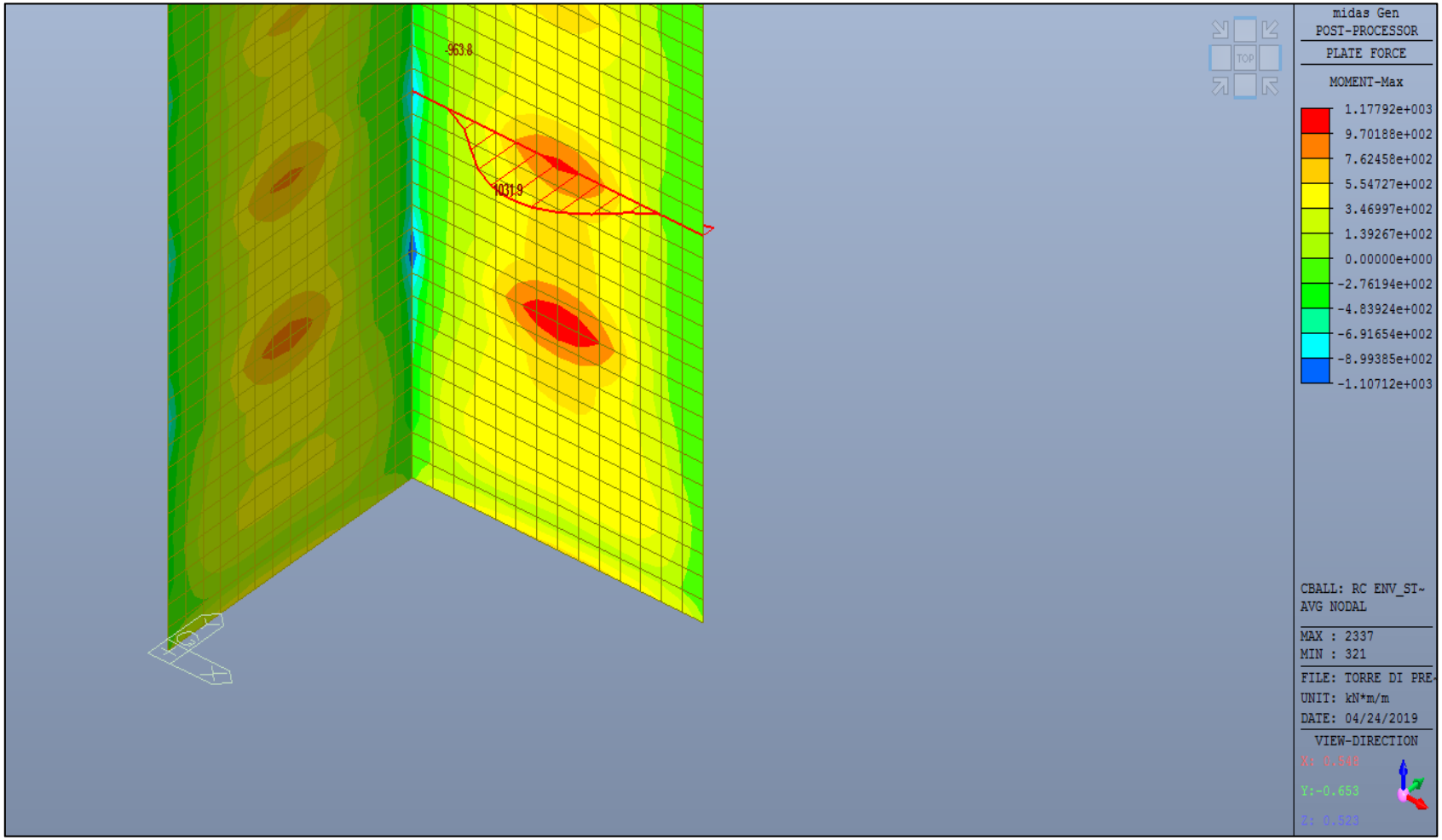
Altezza sezione	h	1000	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1000000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	549500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	785000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10929	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	3778	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	2824	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	185	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	17152763833	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	5,93	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	164	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	29	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	8,47	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	234	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	41	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	274	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	42609544202	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	3,53	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	168	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	5,05	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	239	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	164	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,030	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00058	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	111	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	20	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	166	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,165	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

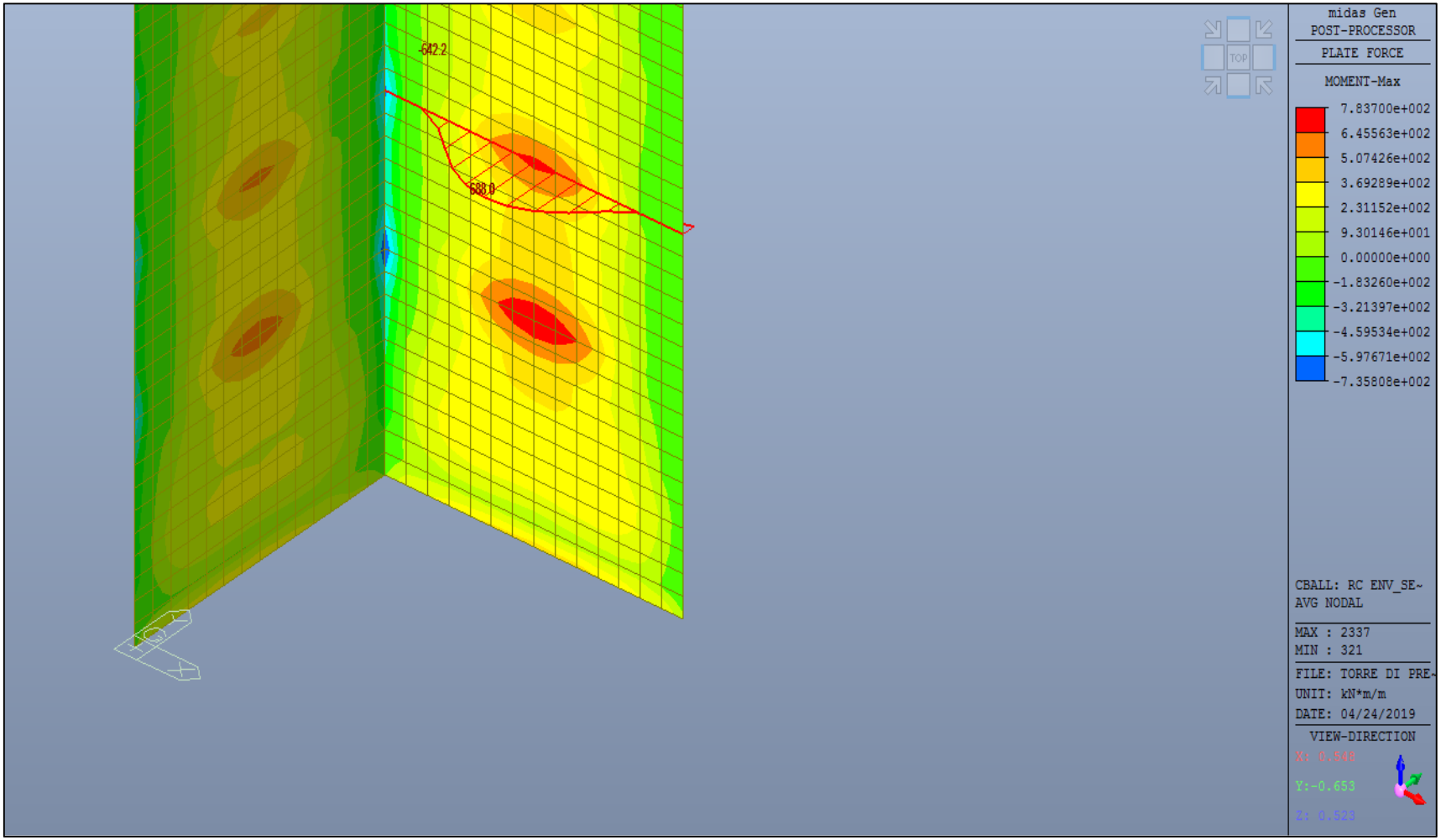
LIVELLO 2 – RINFORZO PERIMETRALE N. 3

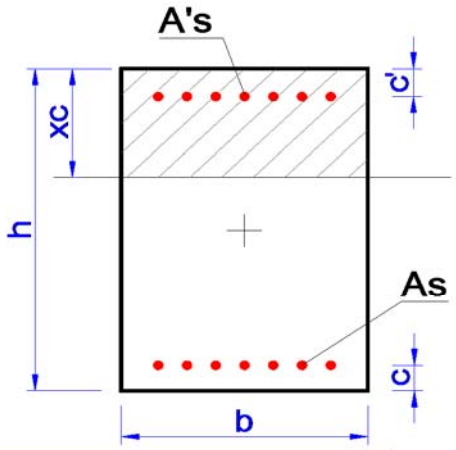
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	1035,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	485,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	690,0	kNm

SLU



SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
7.83700e+002
6.45563e+002
5.07426e+002
3.69289e+002
2.31152e+002
9.30146e+001
0.00000e+000
-1.83260e+002
-3.21397e+002
-4.59534e+002
-5.97671e+002
-7.35808e+002
-642.2
688.0
CBALL: RC ENV_SE~
AVG NODAL
MAX : 2337
MIN : 321
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.548
Y:-0.653
Z: 0.523



Geometria della sezione		
		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	1035	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	20	15,71	5
2,5	22	9,50	5
4	20	12,57	15
		0,00	
		0,00	
		37,78	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
6	14	9,24	5
5	22	19,01	20
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		28,24	

Materiali									
	γc	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α fcd [Mpa]	fcc/fcd	ε_{c2}	ε_{cu2}
C25/30	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γE	γs	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ε_{ys}	ε_{uk}	α_s	ε_{ud}
B450C	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

◉ N costante

○ e costante

calcola

N ultimo	xc
0,0 [kN]	**14,33 [cm]**
Momento ultimo	**FS**
1344,5 [kNm]	**1,30**

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

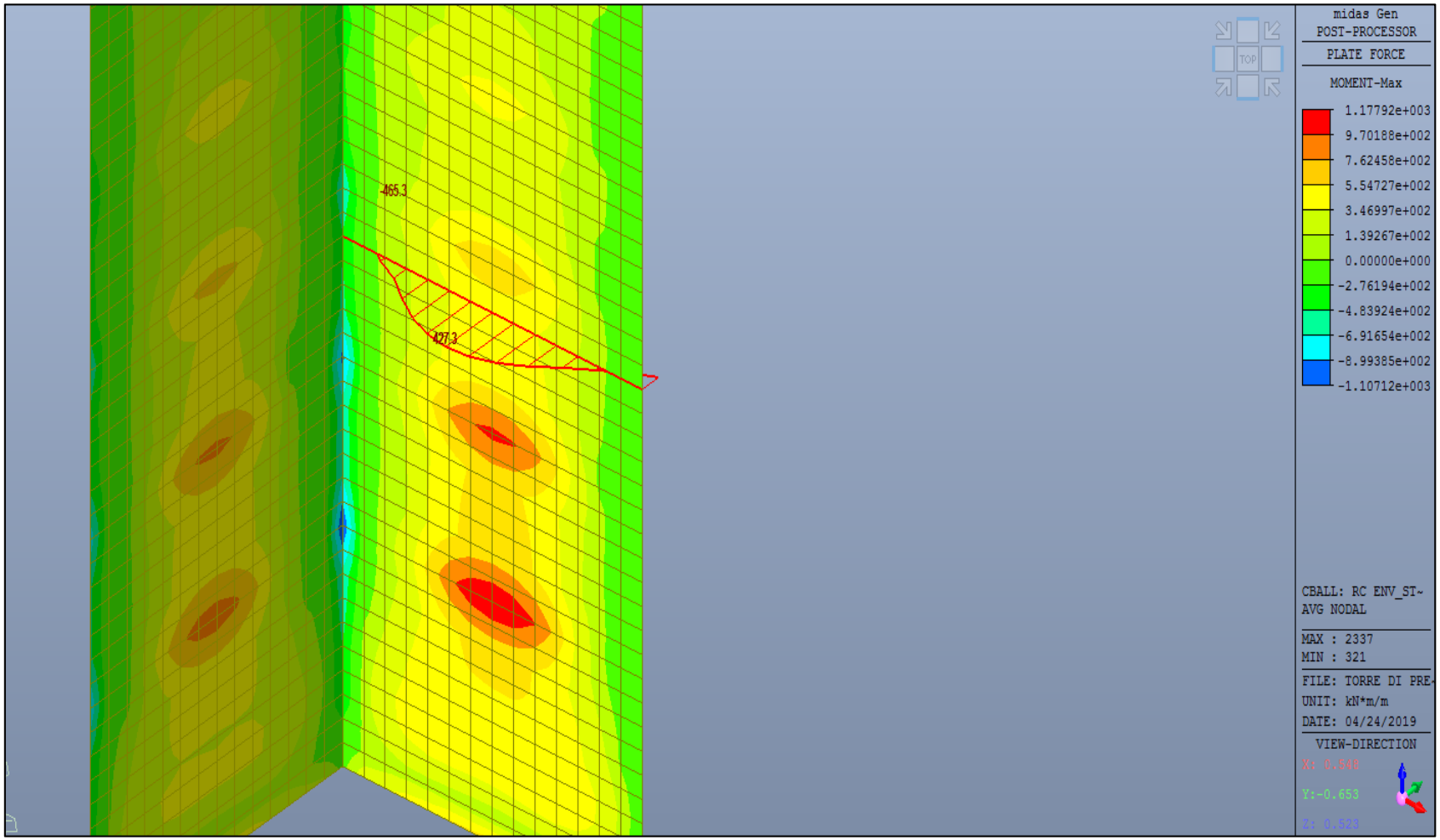
Altezza sezione	h	1000	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1000000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	483000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	690000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10929	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	3778	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	2824	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	185	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	17152763833	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	5,21	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	144	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	25	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	7,44	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	205	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	36	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	274	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	42609544202	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	3,11	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	147	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	4,44	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	210	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	144	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,030	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00049	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	111	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	20	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	166	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,138	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

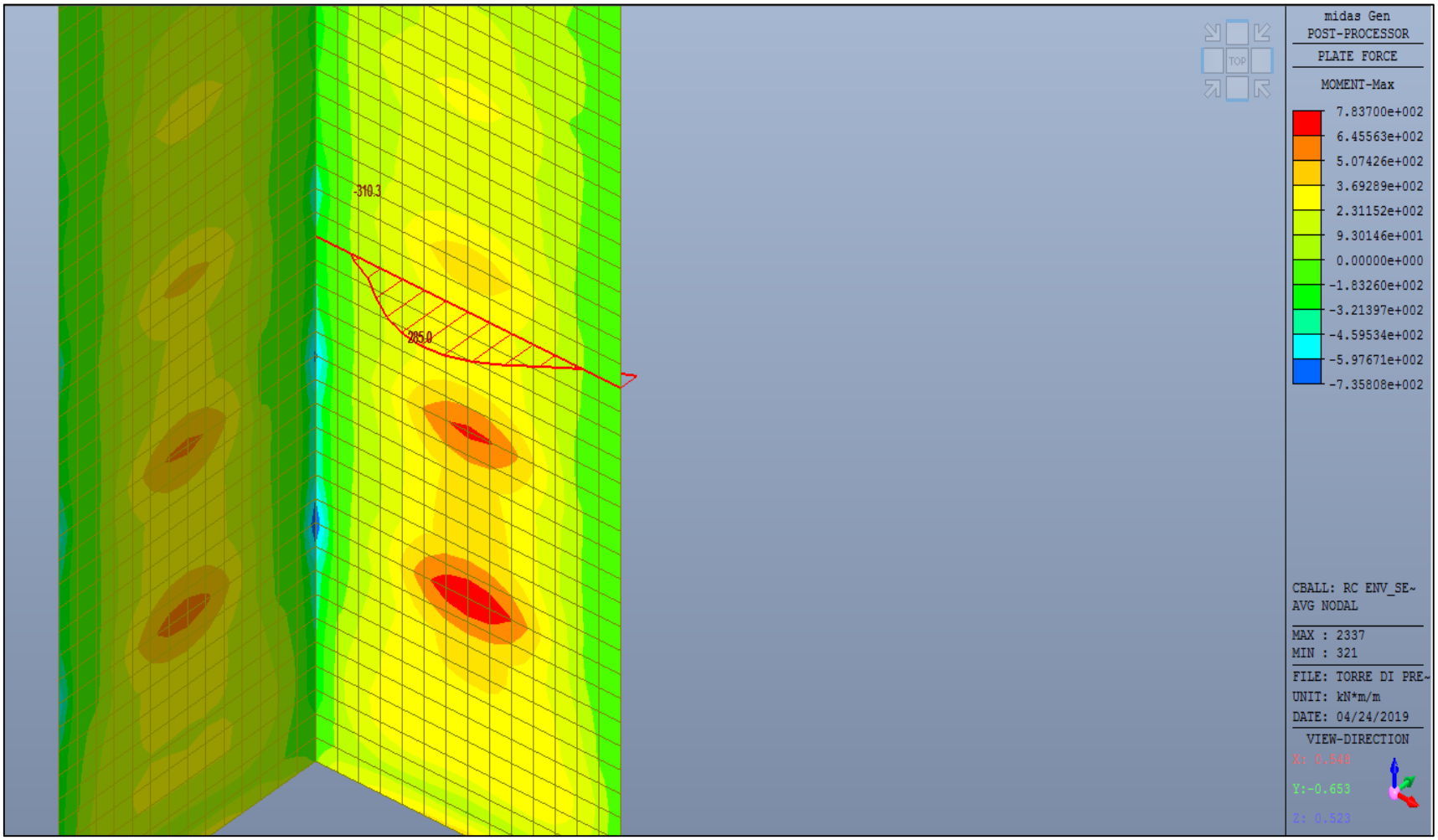
LIVELLO 3 – CAMPATA

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	430,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	200,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	285,0	kNm

SLU



SLE


-310.3
205.0
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
7.83700e+002
6.45563e+002
5.07426e+002
3.69289e+002
2.31152e+002
9.30146e+001
0.00000e+000
-1.83260e+002
-3.21397e+002
-4.59534e+002
-5.97671e+002
-7.35808e+002
CBALL: RC ENV_SE~
AVG NODAL
MAX : 2337
MIN : 321
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.548
Y:-0.653
Z: 0.523

DIMENSIONAMENTO CORRENTI IN CAMPATA

Risultante delle forze di compressione	C	589,7	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,052	m
Momento resistente	M_{Rd}	430,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,069	/
Area minima da normativa	A_{min}	1125	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	1508	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1508	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	18	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$	20	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	2,5	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	2058	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	18	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	2058	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	59	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0412	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	-0,00052	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	-109	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-665589	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	804578	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-138989	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,078	/
Momento resistente	M_{Rd}	580,8	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	430,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

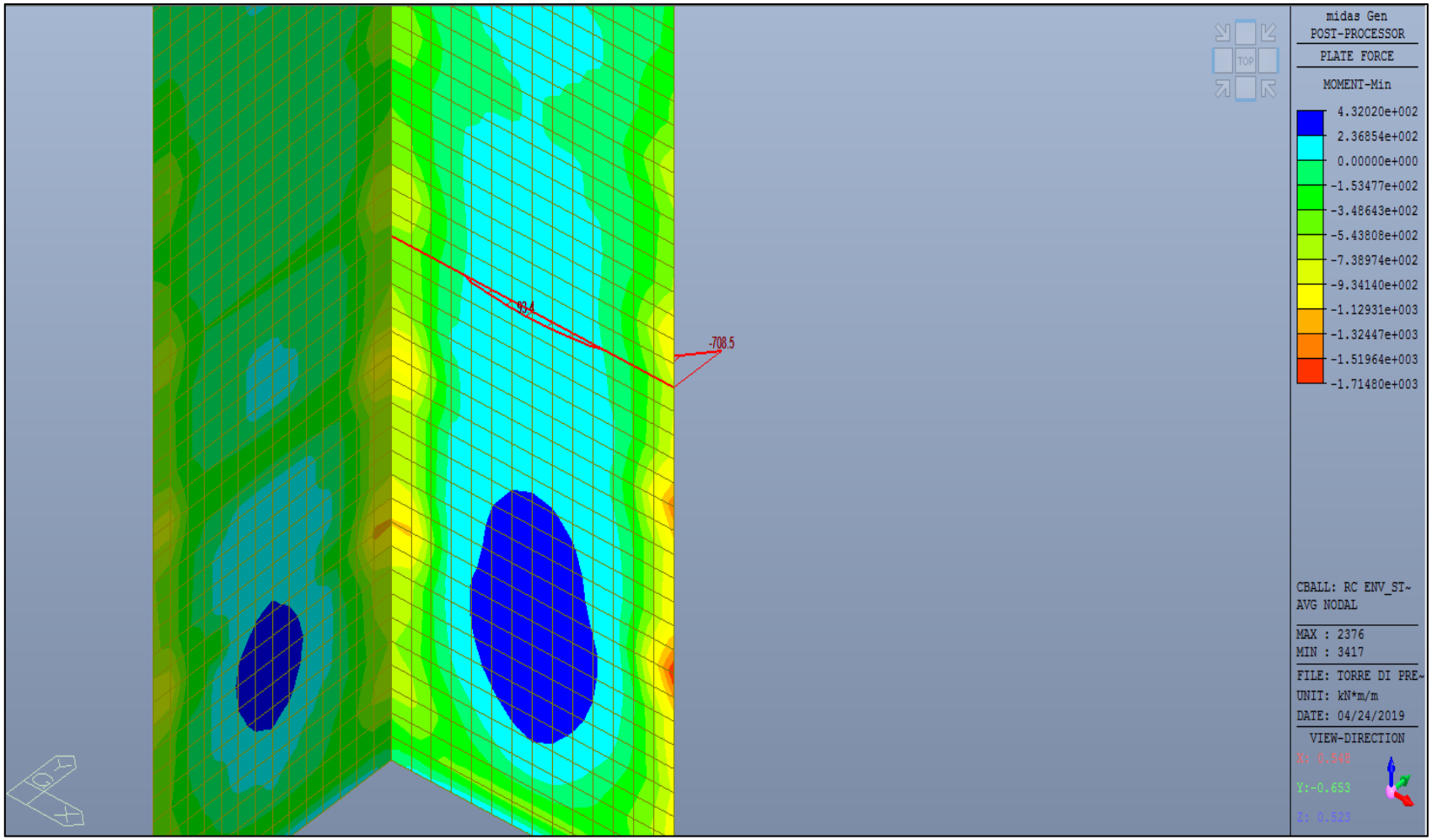
Altezza sezione	h	800	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	750	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	800000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	199500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	285000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	444	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,92	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10763	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,51	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	2058	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	127	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	6054108352	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	4,17	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	137	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	17	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	5,96	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	196	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	24	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	194	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	15333699886	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	2,53	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	141	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	3,61	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	201	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	137	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,016	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00039	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	18	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	209	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,139	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

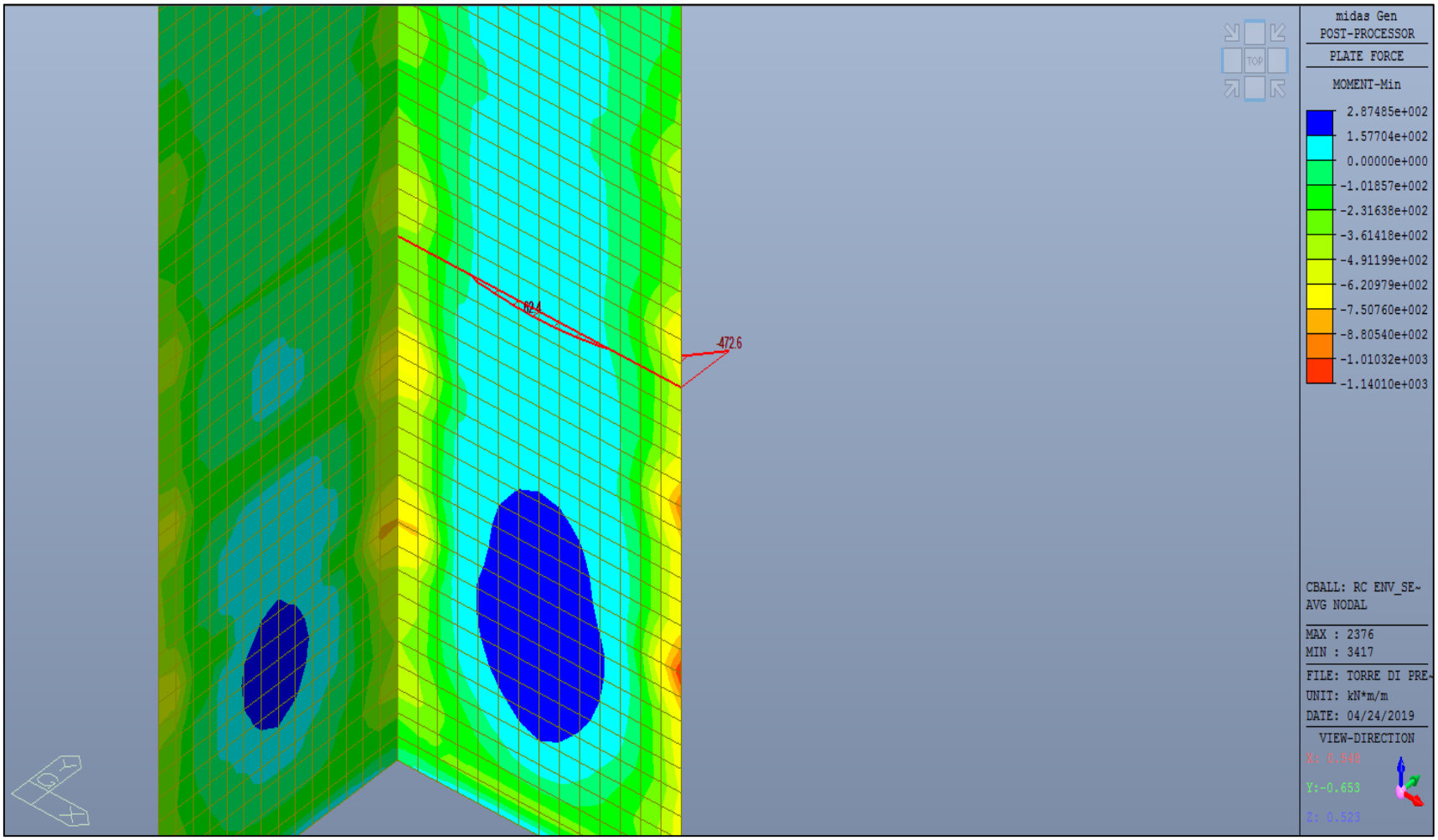
LIVELLO 3 – ANGOLI

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	710,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	335,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	475,0	kNm

SLU



SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
2.87485e+002
1.57704e+002
0.00000e+000
-1.01857e+002
-2.31638e+002
-3.61418e+002
-4.91199e+002
-6.20979e+002
-7.50760e+002
-8.80540e+002
-1.01032e+003
-1.14010e+003
-472.6
CBALL: RC ENV_SE~
AVG NODAL
MAX : 2376
MIN : 3417
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.548
Y:-0.653
Z: 0.523

DIMENSIONAMENTO CORRENTI ANGOLI

Risultante delle forze di compressione	C	993,0	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,088	m
Momento resistente	M_{Rd}	710,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,117	/
Area minima da normativa	A_{min}	1125	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	2540	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	2540	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	18	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$	20	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	5	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	2843	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	18	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	2843	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	72	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0327	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	-0,001086	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	-228	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-821541	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	1111668	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-290127	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,097	/
Momento resistente	M_{Rd}	795,4	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	710,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

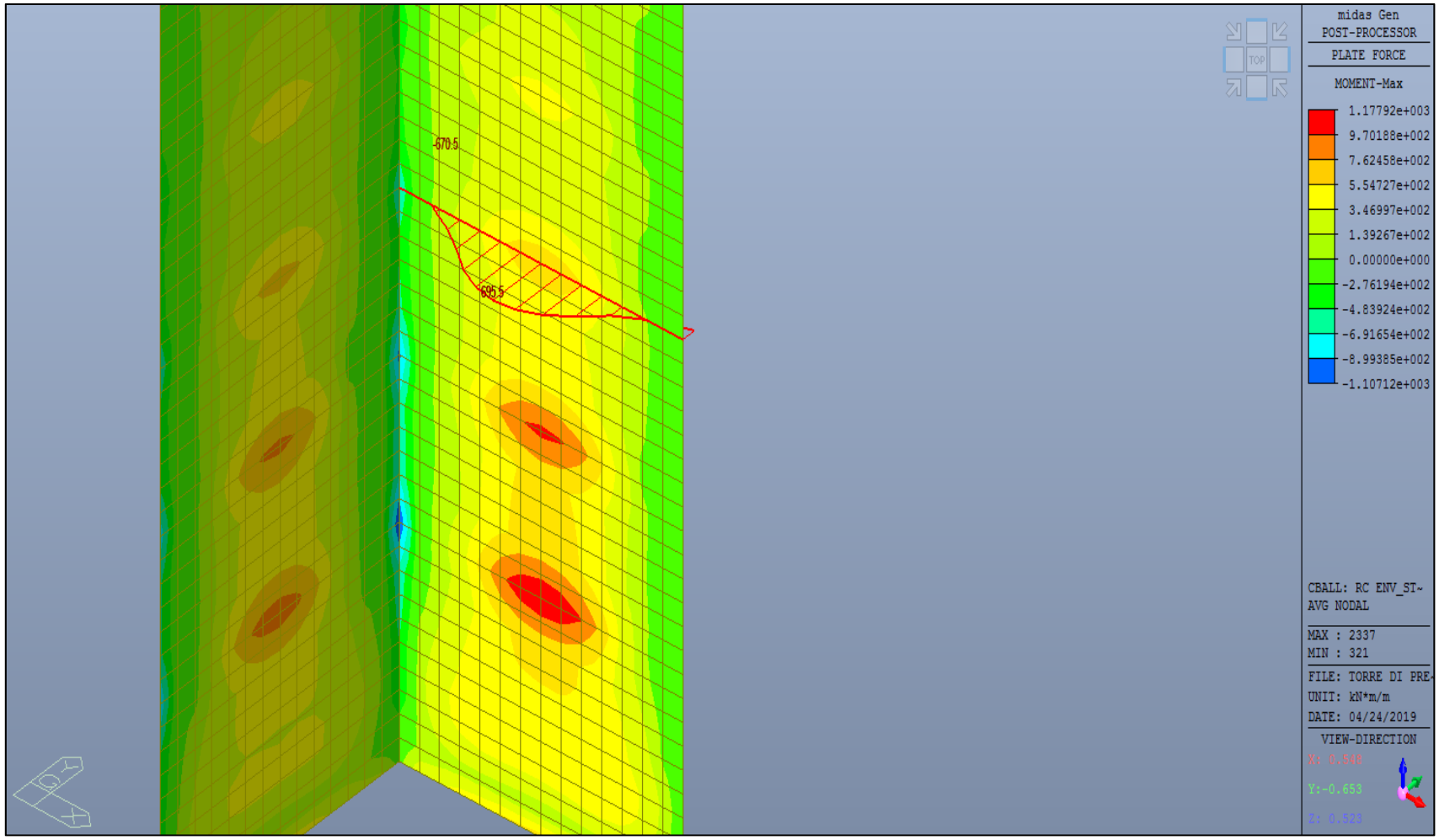
Altezza sezione	h	800	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	750	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	800000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	332500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	475000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	444	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,92	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10763	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,51	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	2843	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	147	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	8023958124	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	6,08	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	167	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	27	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	8,68	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	238	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	38	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	19807697026	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	3,76	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	172	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	5,37	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	246	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	167	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,023	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00055	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	18	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	179	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,167	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

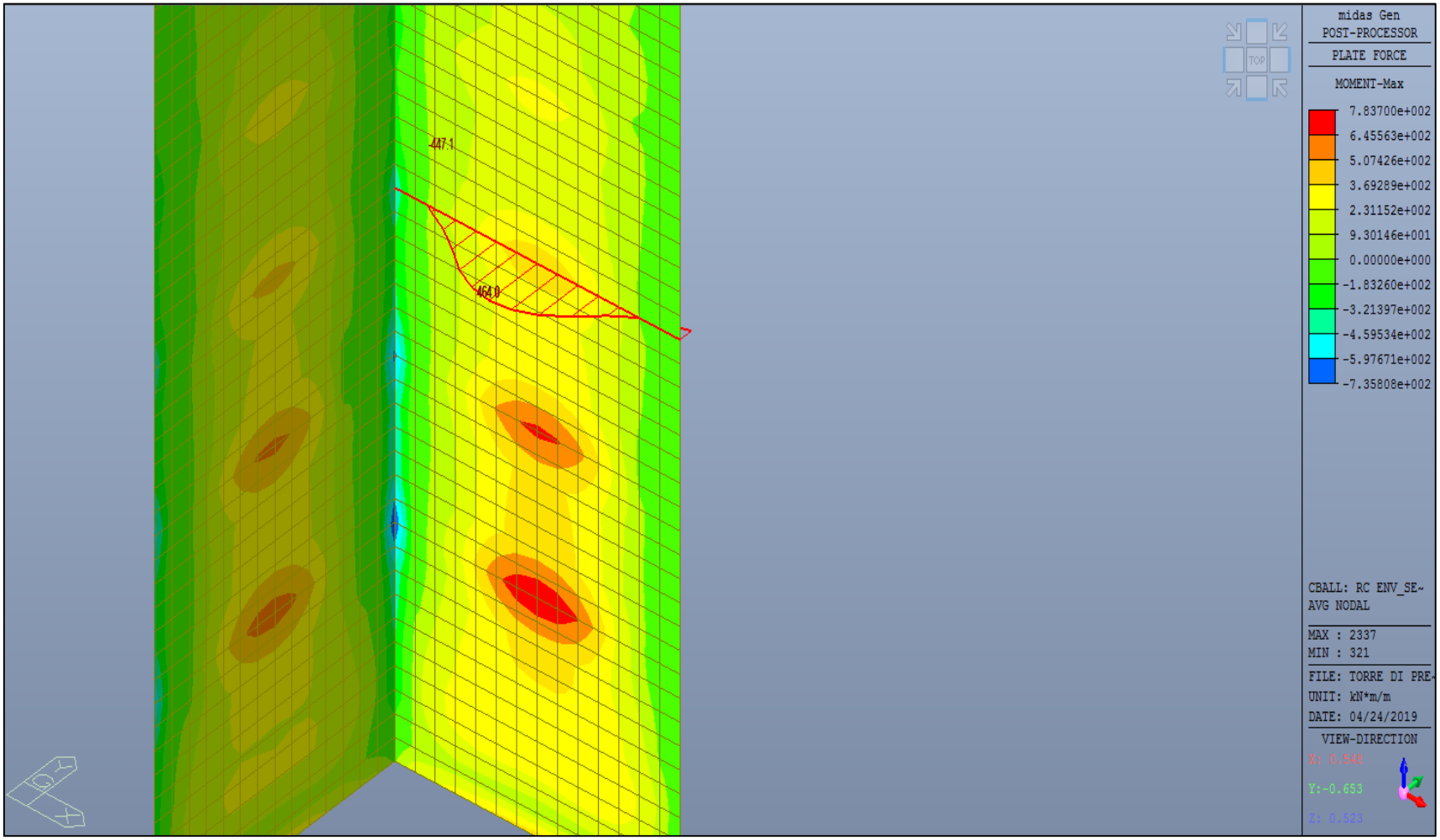
LIVELLO 3 – RINFORZO PERIMETRALE N. 4

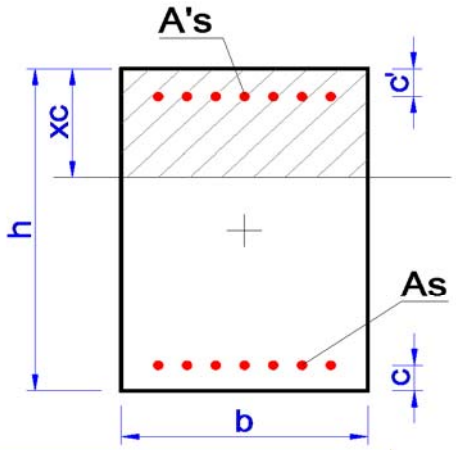
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	700,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	325,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	465,0	kNm

SLU



SLE


-447.1
464.0
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
7.83700e+002
6.45563e+002
5.07426e+002
3.69289e+002
2.31152e+002
9.30146e+001
0.00000e+000
-1.83260e+002
-3.21397e+002
-4.59534e+002
-5.97671e+002
-7.35808e+002
CBALL: RC ENV_SE~
AVG NODAL
MAX : 2337
MIN : 321
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.548
Y:-0.653
Z: 0.523



Geometria della sezione		
		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	700	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	18	12,72	5
2,5	20	7,85	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		20,58	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
6	14	9,24	5
5	18	12,72	20
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		21,96	

Materiali									
	γc	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α fcd [Mpa]	fcc/fcd	ε_{c2}	ε_{cu2}
C25/30	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γE	γs	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ε_{ys}	ε_{uk}	α_s	ε_{ud}
B450C	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

◉ N costante

○ e costante

calcola

N ultimo	xc
0,0 [kN]	**8,89 [cm]**
Momento ultimo	**FS**
812,6 [kNm]	**1,16**

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

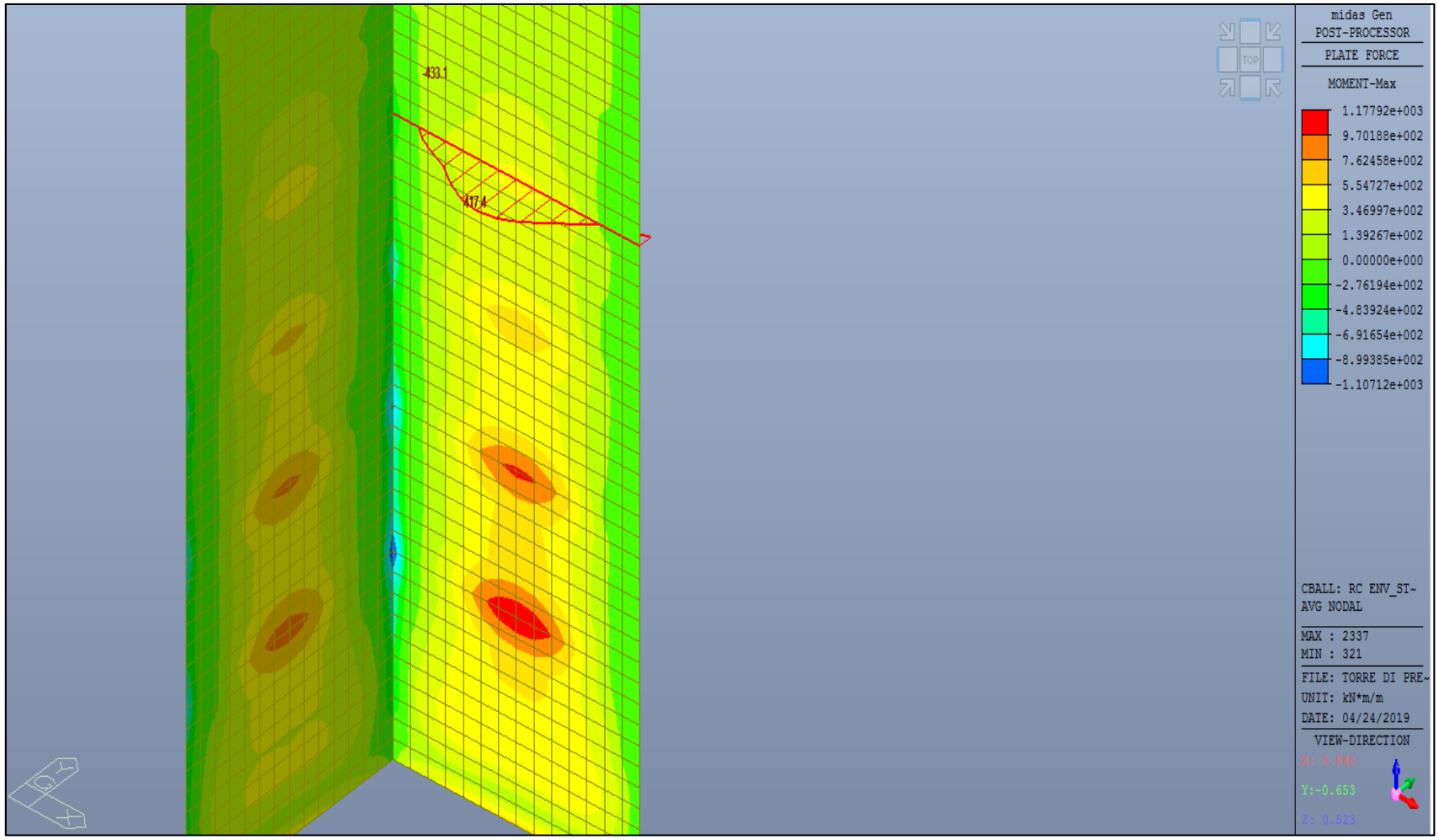
Altezza sezione	h	1000	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1000000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	325500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	465000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10929	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	2058	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	2196	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	141	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	10022801283	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	4,59	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	175	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	20	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	6,55	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	250	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	28	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	213	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	25760301047	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	2,69	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	179	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	3,84	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	256	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	175	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,016	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00051	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	18	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	209	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,180	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

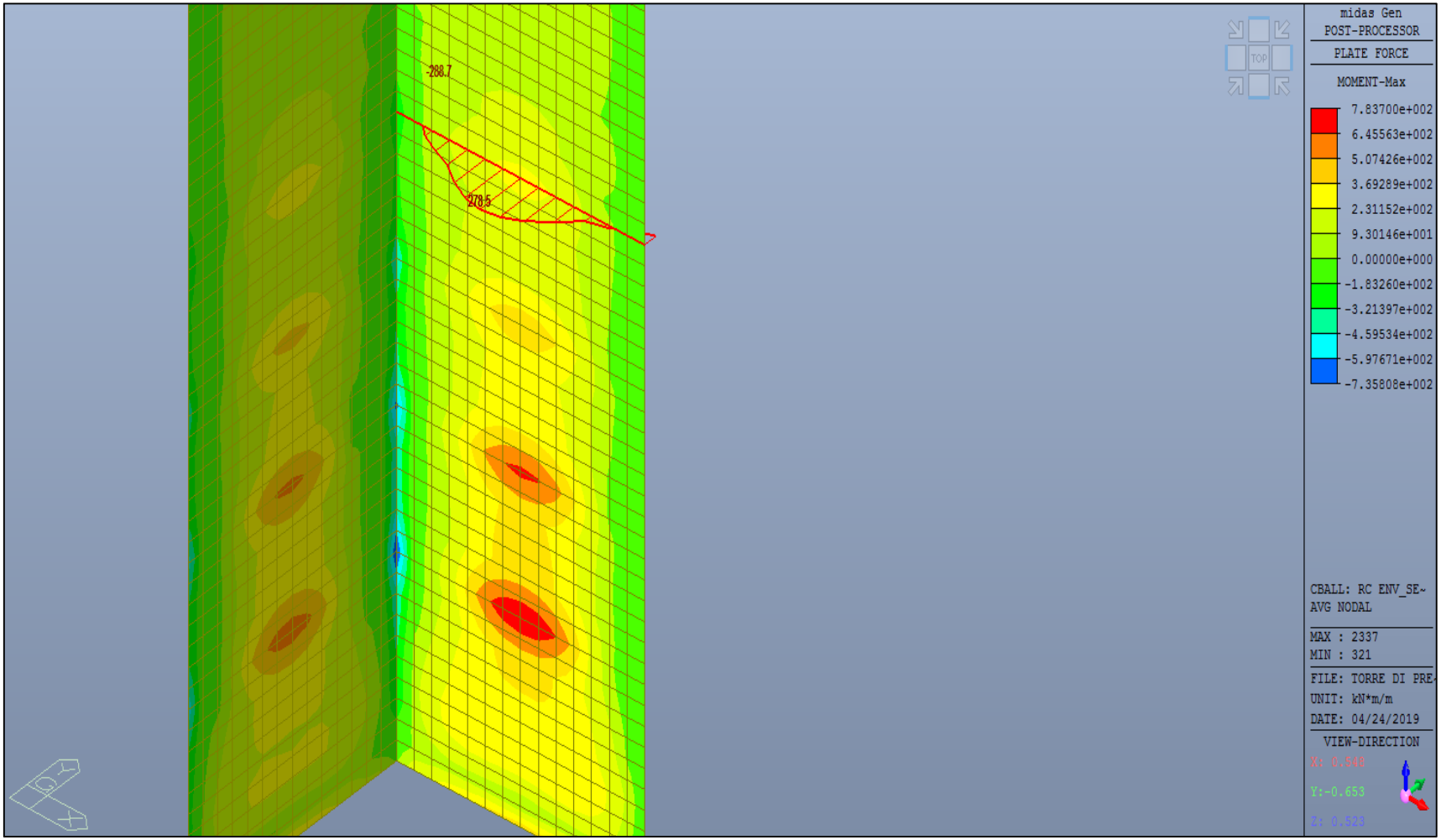
LIVELLO 3 – RINFORZO PERIMETRALE N. 5

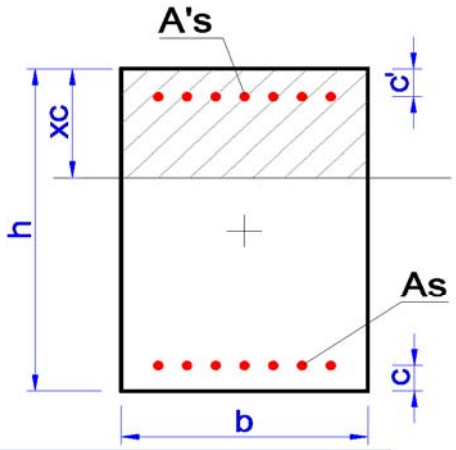
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	420,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	195,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	280,0	kNm

SLU



SLE


-288.7
-278.5
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
7.83700e+002
6.45563e+002
5.07426e+002
3.69289e+002
2.31152e+002
9.30146e+001
0.00000e+000
-1.83260e+002
-3.21397e+002
-4.59534e+002
-5.97671e+002
-7.35808e+002
CBALL: RC ENV SE~
AVG NODAL
MAX : 2337
MIN : 321
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.548
Y:-0.653
Z: 0.523



Geometria della sezione		
		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	420	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	18	12,72	5
2,5	20	7,85	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		20,58	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
6	14	9,24	5
5	18	12,72	20
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		21,96	

Materiali									
	γc	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α fcd [Mpa]	fcc/fcd	ε_{c2}	ε_{cu2}
C25/30	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γE	γs	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ε_{ys}	ε_{uk}	α_s	ε_{ud}
B450C	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

(●) N costante

( ) e costante

calcola

N ultimo	xc
0,0 [kN]	**8,89 [cm]**
Momento ultimo	**FS**
812,6 [kNm]	**1,93**

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1000	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1000000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	196000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	280000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10929	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	2058	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	2196	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	141	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	10022801283	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	2,76	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	106	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	12	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	3,94	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	151	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	17	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

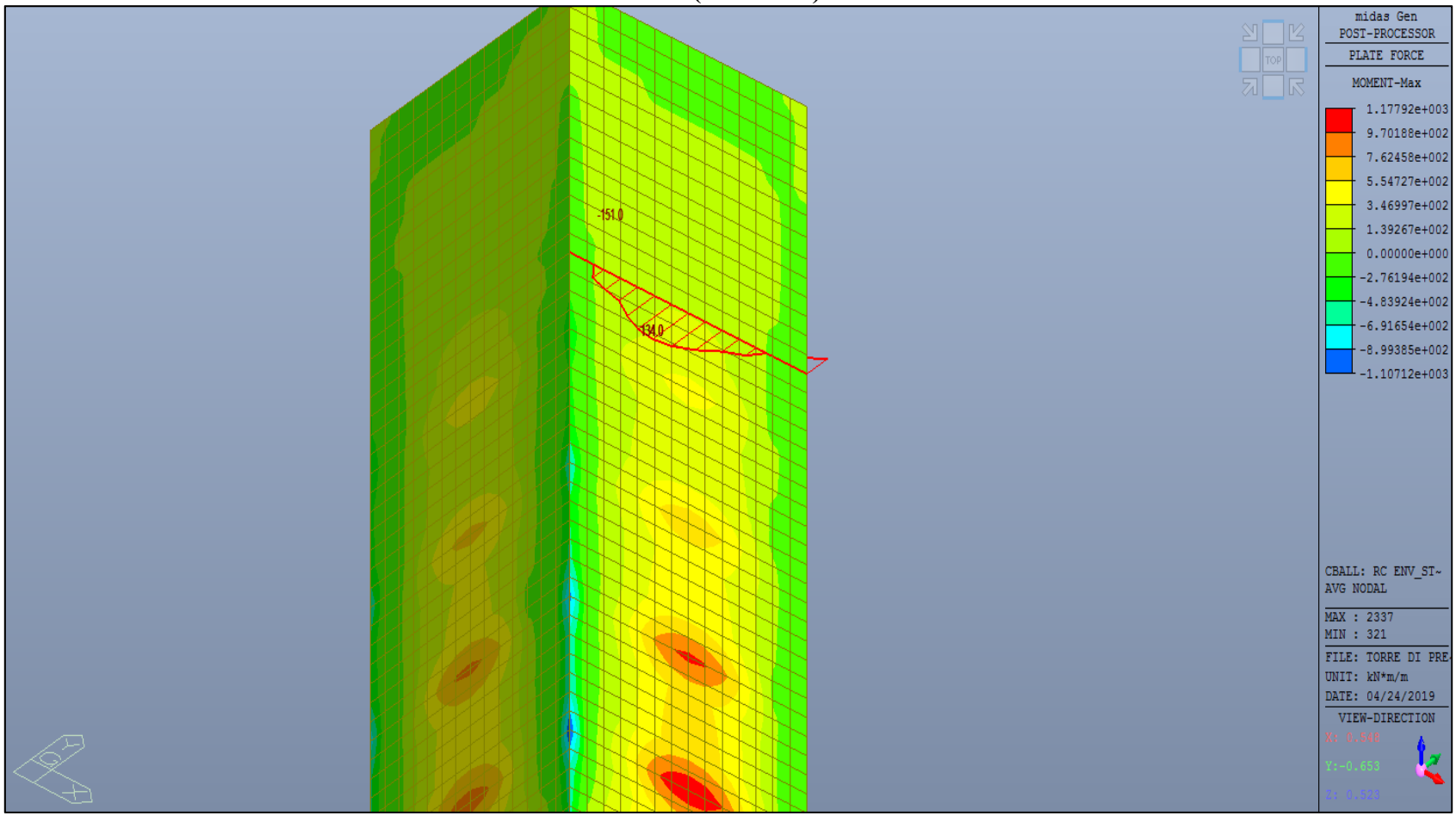
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	213	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	25760301047	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	1,62	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	108	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	2,31	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	154	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	106	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,016	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00030	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	18	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	209	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,107	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

LIVELLO 4 – CAMPATA E ANGOLI

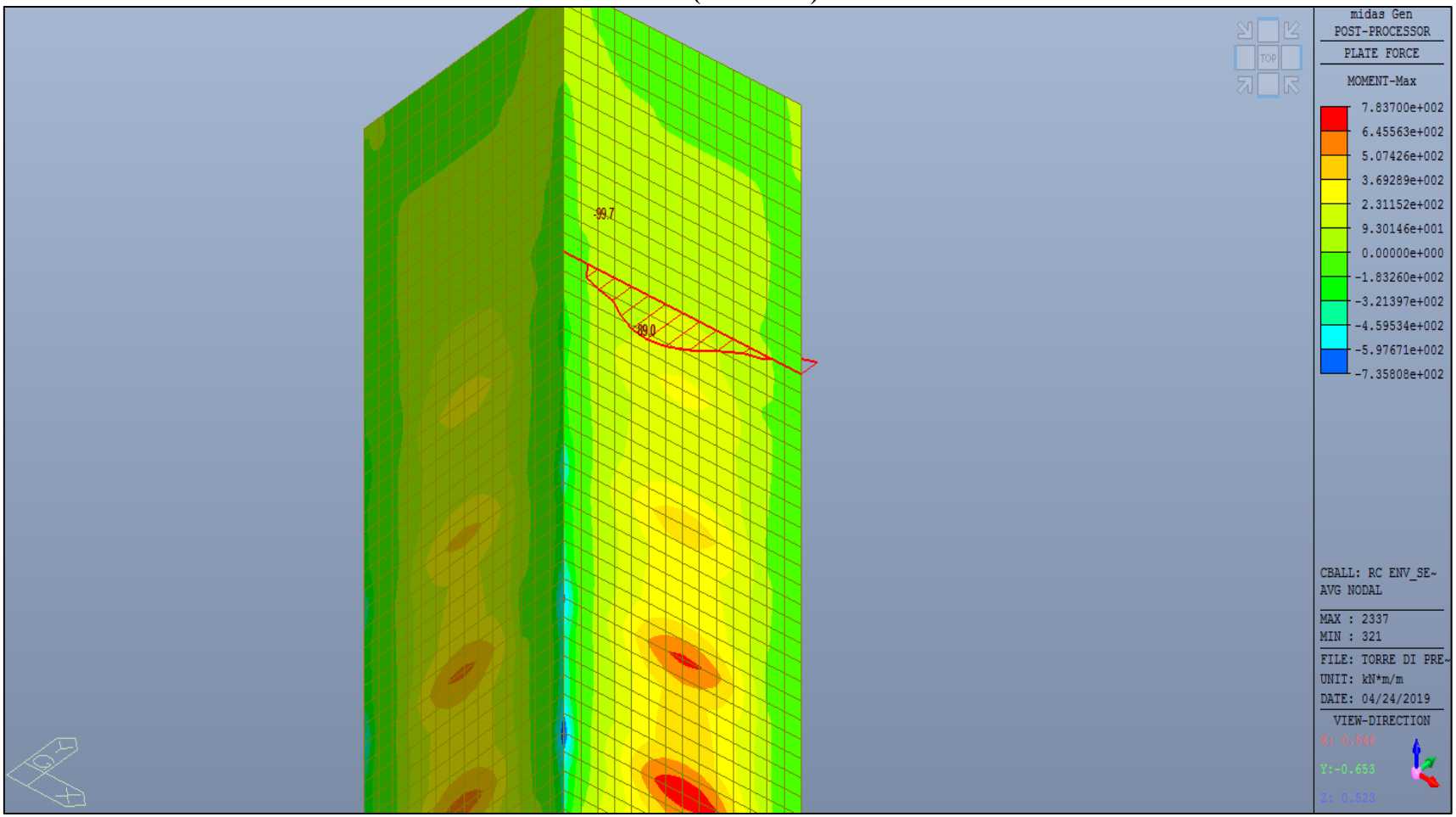
Per il livello 4 è stato considerato il momento sollecitante più gravoso agli angoli. Tale valore è stato cautelativamente applicato anche in campata (a favore di sicurezza).

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	200,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	95,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	150,0	kNm

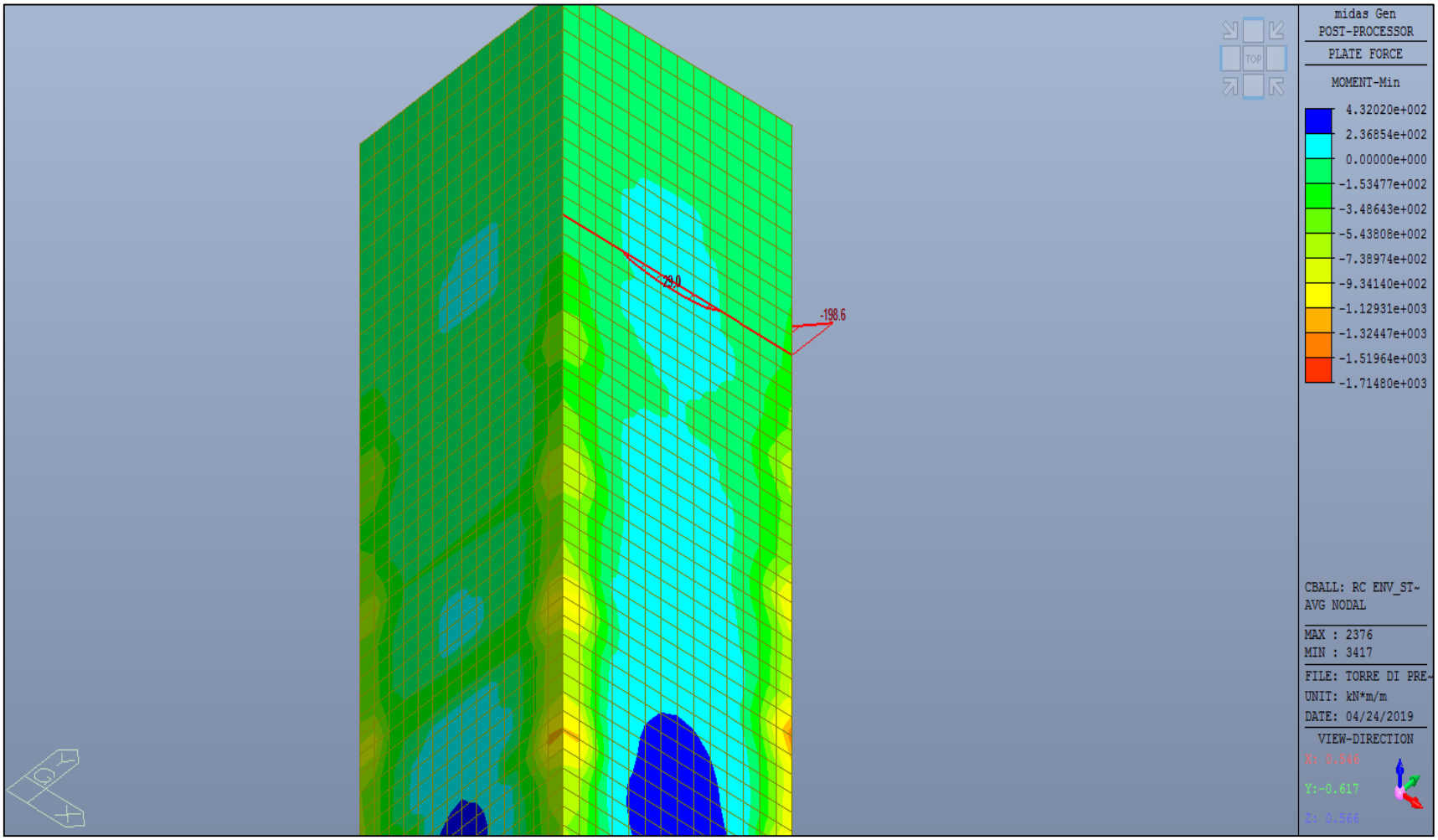
SLU (CAMPATA)



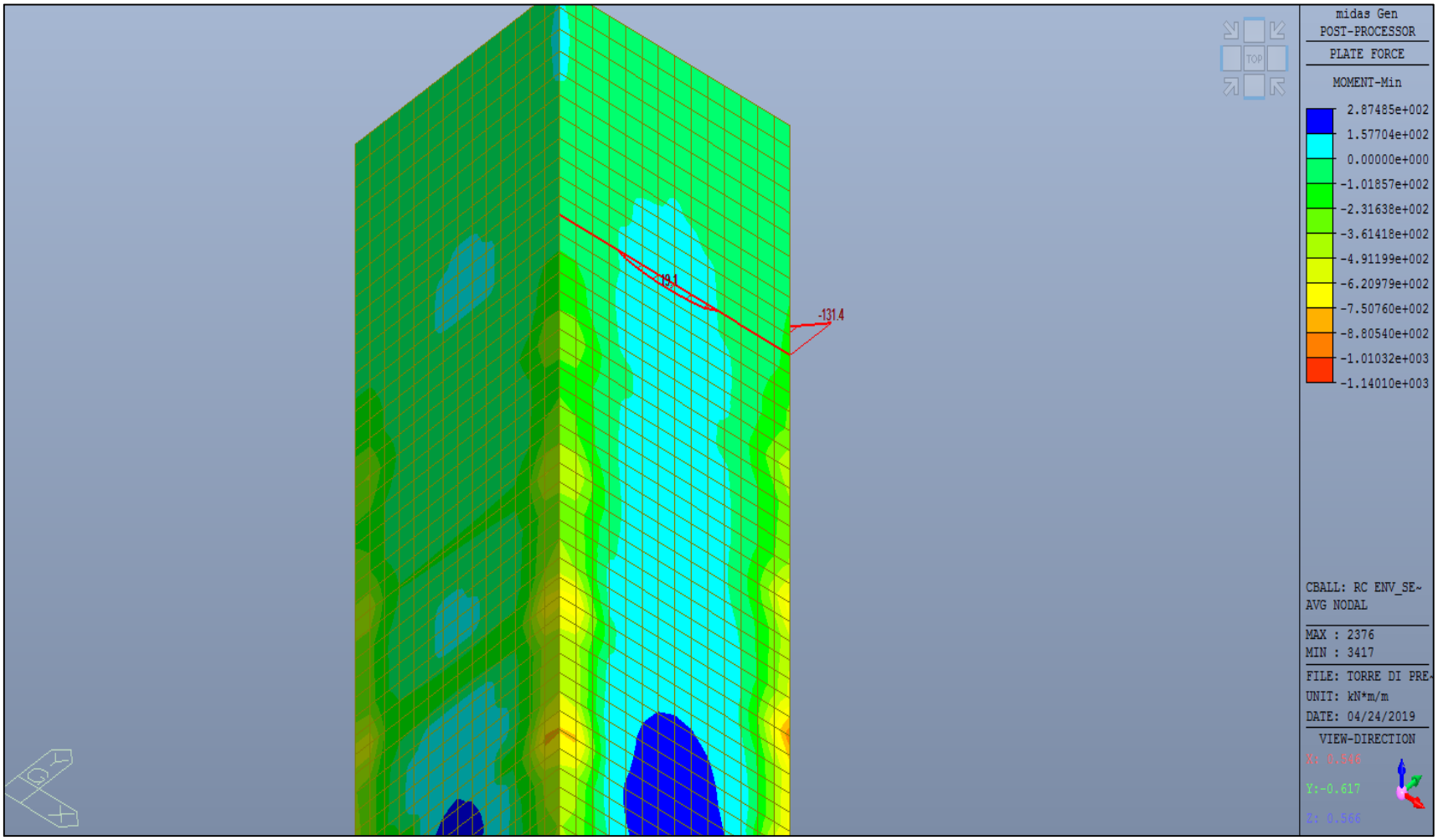
SLE (CAMPATA)


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
7.83700e+002
6.45563e+002
5.07426e+002
3.69289e+002
2.31152e+002
9.30146e+001
0.00000e+000
-1.83260e+002
-3.21397e+002
-4.59534e+002
-5.97671e+002
-7.35808e+002
99.7
89.0
CBALL: RC ENV_SE~
AVG NODAL
MAX : 2337
MIN : 321
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.548
Y:-0.653
Z: 0.523

SLU (ANGOLI)


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
4.32020e+002
2.36854e+002
0.00000e+000
-1.53477e+002
-3.48643e+002
-5.43808e+002
-7.38974e+002
-9.34140e+002
-1.12931e+003
-1.32447e+003
-1.51964e+003
-1.71480e+003
-29.0
-198.6
CBALL: RC ENV_ST~
AVG NODAL
MAX : 2376
MIN : 3417
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.540
Y:-0.617
Z: 0.566

SLE (ANGOLI)


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
2.87485e+002
1.57704e+002
0.00000e+000
-1.01857e+002
-2.31638e+002
-3.61418e+002
-4.91199e+002
-6.20979e+002
-7.50760e+002
-8.80540e+002
-1.01032e+003
-1.14010e+003
-131.4
CBALL: RC ENV_SE~
AVG NODAL
MAX : 2376
MIN : 3417
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/24/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.546
Y:-0.617
Z: 0.566

DIMENSIONAMENTO CORRENTI

Risultante delle forze di compressione	C	372,6	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,033	m
Momento resistente	M_{Rd}	200,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,060	/
Area minima da normativa	A_{min}	825	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	953	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	953	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	16	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	44	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0404	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,0004916	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	103	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-496871	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	393076	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	103795	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,080	/
Momento resistente	M_{Rd}	212,7	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	200,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	600	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	550	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	600000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	94500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	135000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3200	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	375	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,98	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10562	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,88	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	78	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	1656900436	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	4,43	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	180	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	11	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	6,32	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	257	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	15	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	120	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	4364674824	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	2,61	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	185	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	3,72	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	264	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	180	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,008	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00051	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	299	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,261	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

Di seguito vengono riportate le verifiche a stato limite ultimo delle armature longitudinali per i diversi livelli di armatura della costruzione (*rif. elaborato grafico n. 12*).

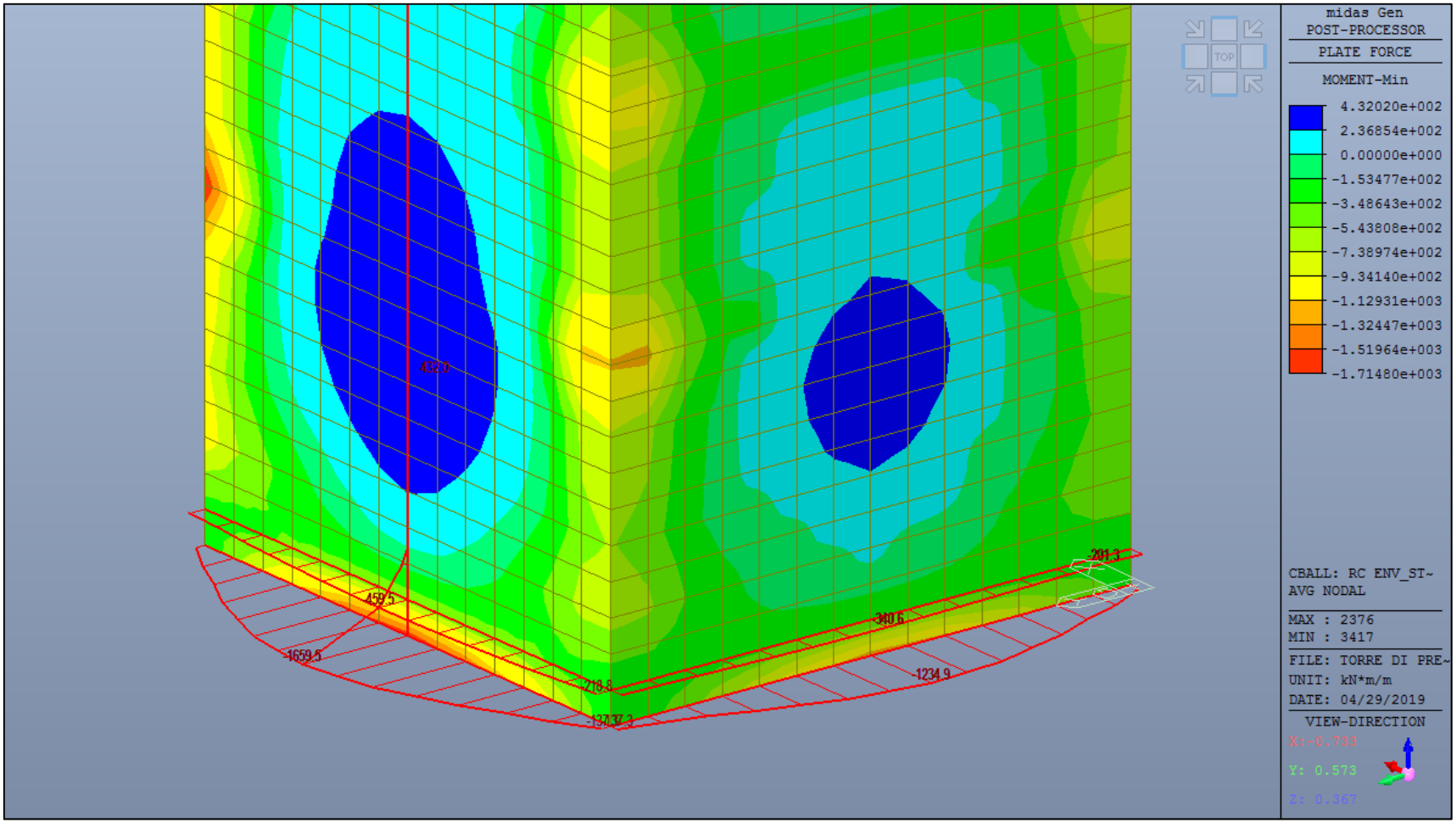
LIVELLO 1

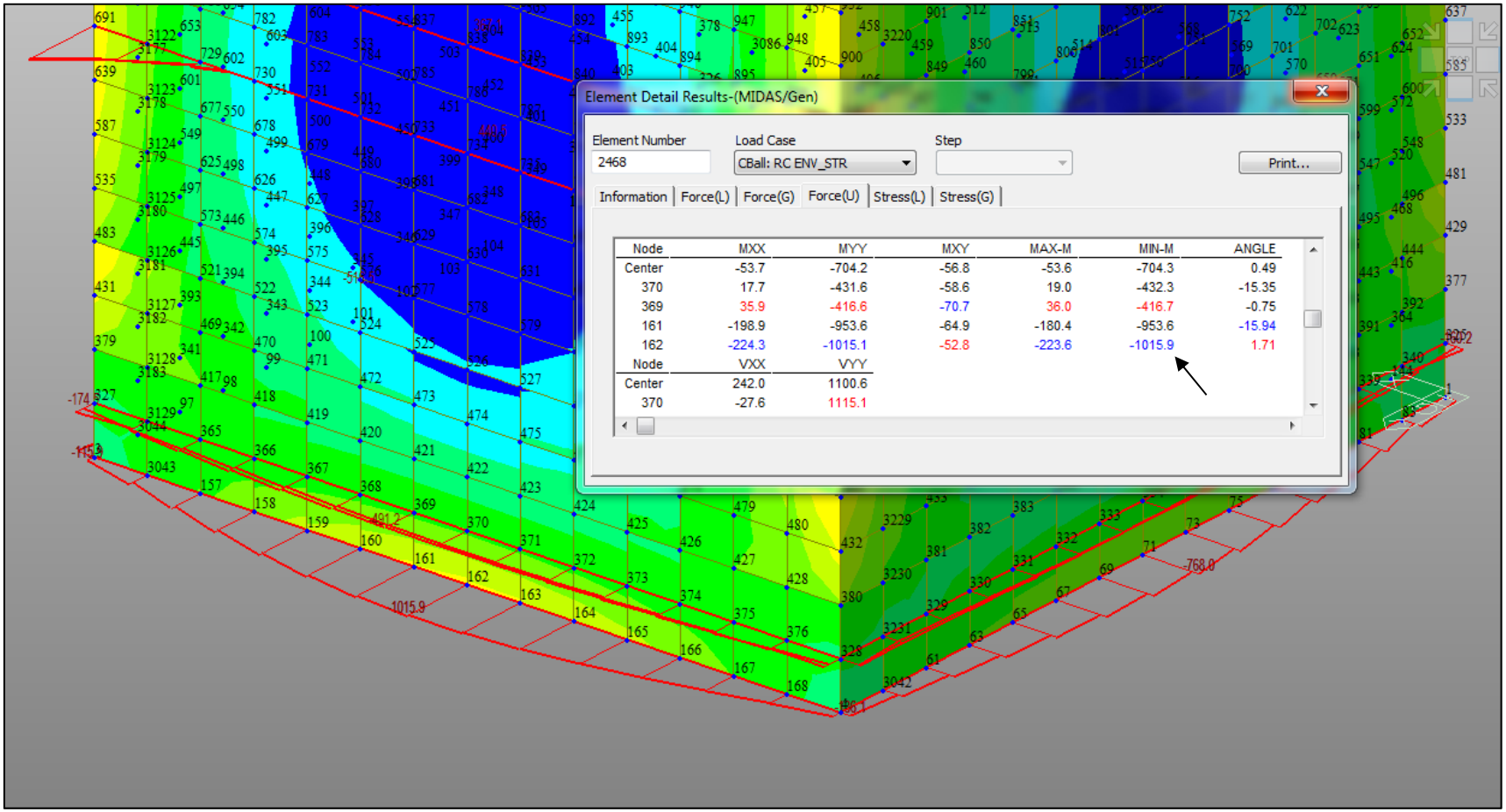
DATI

Altezza sezione	h	1,00	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	80	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,08	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,72	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per ε_c=3,5‰)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per ε_c=3,5‰)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	1540,0	kNm

Ai fini dei calcoli di verifica è stato considerato un valore effettivo di momento flettente di pari a 1540 kNm. Il valore di 1660 kNm risulta, infatti, pertinente alla fondazione e limitato puntualmente al valore massimo assoluto in un singolo nodo di calcolo e non all'elemento, per poi diminuire rapidamente e progressivamente a partire dallo sviluppo verticale della parete. Dunque il massimo momento sollecitante oggetto di verifica, relativo alla sezione allo spiccato tra la fondazione e le pareti in elevazione (a circa 5 cm dall'incastro), essendo la dimensione degli elementi di calcolo pari a 50 cm, può essere considerato, a favore di sicurezza, pari a: 1660 kNm – (1660 kNm – 460 kNm) / 10 ≅ 1540 kNm. Tale valore, comunque cautelativo, in quanto comunque riferibile al valore massimo assoluto trasferito al singolo nodo di calcolo dalla fondazione non tiene, inoltre, in considerazione della redistribuzione della sollecitazione fornita anche dalle armature ortogonali principali la quale, in riferimento all'Eurocodice 2, può essere assunta almeno pari al 20%.

Il valore effettivo massimo sull'elemento risulterebbe, infatti, pari a circa 1000 kNm, come risulta dal dettaglio dei diagrammi e dei valori di sollecitazione sull'elemento riportato alle pagine seguenti.


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
4.32020e+002
2.36854e+002
0.00000e+000
-1.53477e+002
-3.48643e+002
-5.43808e+002
-7.38974e+002
-9.34140e+002
-1.12931e+003
-1.32447e+003
-1.51964e+003
-1.71480e+003
CBALL: RC ENV_ST~
AVG NODAL
MAX : 2376
MIN : 3417
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/29/2019
VIEW-DIRECTION
X: -0.733
Y: 0.573
Z: 0.367
TOP
482.0
-459.5
-1659.5
-718.8
-1377.2
-340.6
-1234.9
-201.3

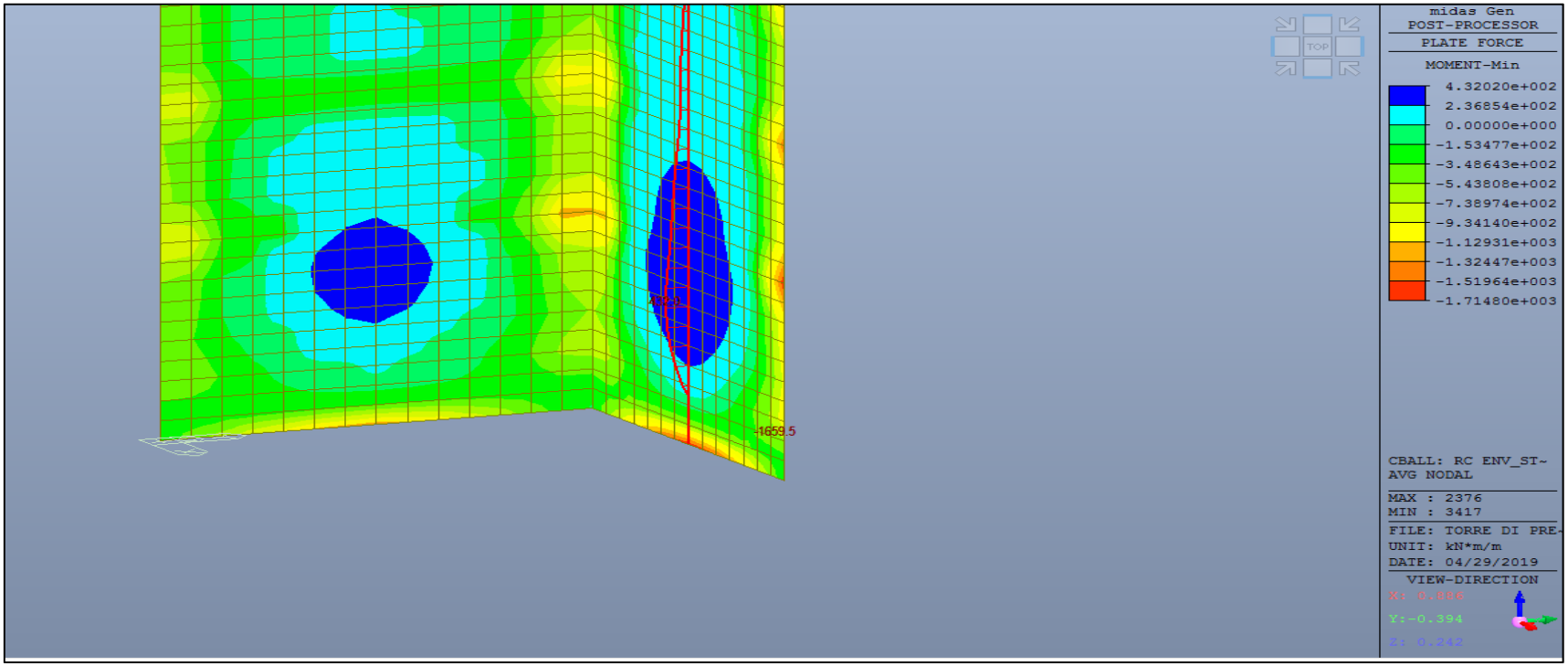

Element Detail Results-(MIDAS/Gen)
Element Number
2468
Load Case
CBall: RC ENV_STR
Step
Print...
Information
Force(L)
Force(G)
Force(U)
Stress(L)
Stress(G)
Node MXX MYY MXY MAX-M MIN-M ANGLE
Center -53.7 -704.2 -56.8 -53.6 -704.3 0.49
370 17.7 -431.6 -58.6 19.0 -432.3 -15.35
369 35.9 -416.6 -70.7 36.0 -416.7 -0.75
161 -198.9 -953.6 -64.9 -180.4 -953.6 -15.94
162 -224.3 -1015.1 -52.8 -223.6 -1015.9 1.71
Node VXX VYY
Center 242.0 1100.6
370 -27.6 1115.1

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	1732.5	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.153	m
Momento resistente	M_{Rd}	1540.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.161	/
Area minima da normativa	A_{min}	1425	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	4431	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	4431	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	24	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$	24	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	5	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	4524	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	20	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1571	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	4524	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1571	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	103	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0.0286	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	-0.001808	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14.2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	-380	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-1172359	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	1768842	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-596484	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.109	/
Momento resistente	M_{Rd}	1602.1	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	1540.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

LIVELLO 2

Altezza sezione	h	0,80	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	80	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,08	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,72	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per ε_c=3,5‰)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per ε_c=3,5‰)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	432,0	kNm

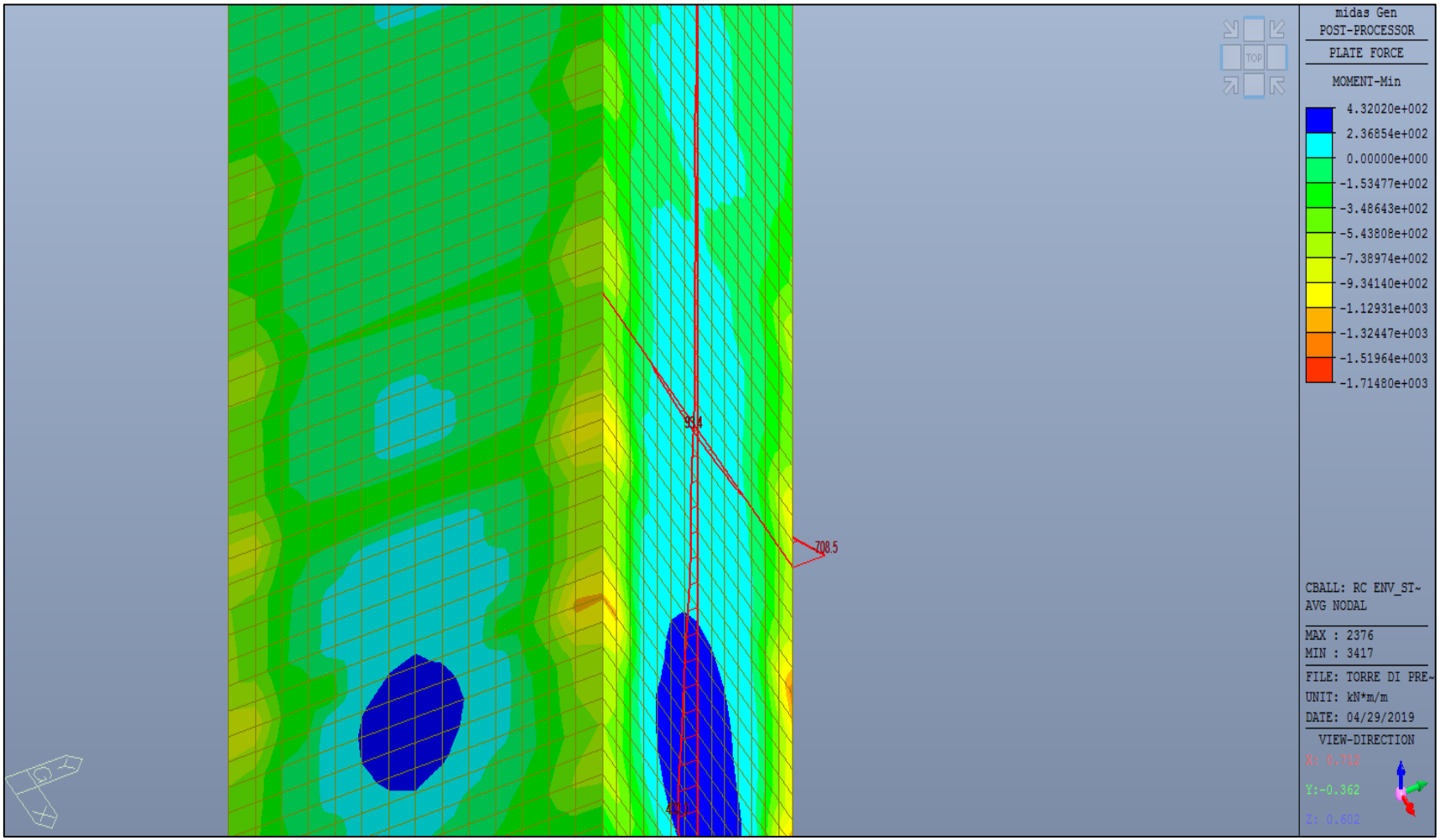

midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
4.32020e+002
2.36854e+002
0.00000e+000
-1.53477e+002
-3.48643e+002
-5.43808e+002
-7.38974e+002
-9.34140e+002
-1.12931e+003
-1.32447e+003
-1.51964e+003
-1.71480e+003
-1659.5
CBALL: RC ENV_ST~
AVG NODAL
MAX : 2376
MIN : 3417
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/29/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.886
Y:-0.394
Z: 0.242

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	19781.5	kN
Profondità dell'asse neutro	x	1.745	m
Momento resistente	M_{Rd}	431.8	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	2.424	/
Area minima da normativa	A_{min}	1080	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	50610	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	50610	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	20	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1571	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	20	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1571	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1571	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1571	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	70	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0.0327	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0.000527	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14.2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	111	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-788017	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	614181	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	173836	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.097	/
Momento resistente	M_{Rd}	434.2	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	432.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

LIVELLO 3

Altezza sezione	h	0,80	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	80	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,08	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,72	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per ε_c=3,5‰)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per ε_c=3,5‰)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	150,0	kNm


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
4.32020e+002
2.36854e+002
0.00000e+000
-1.53477e+002
-3.48643e+002
-5.43808e+002
-7.38974e+002
-9.34140e+002
-1.12931e+003
-1.32447e+003
-1.51964e+003
-1.71480e+003
708.5
CBALL: RC ENV_ST~
AVG NODAL
MAX : 2376
MIN : 3417
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/29/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.712
Y:-0.362
Z: 0.602

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

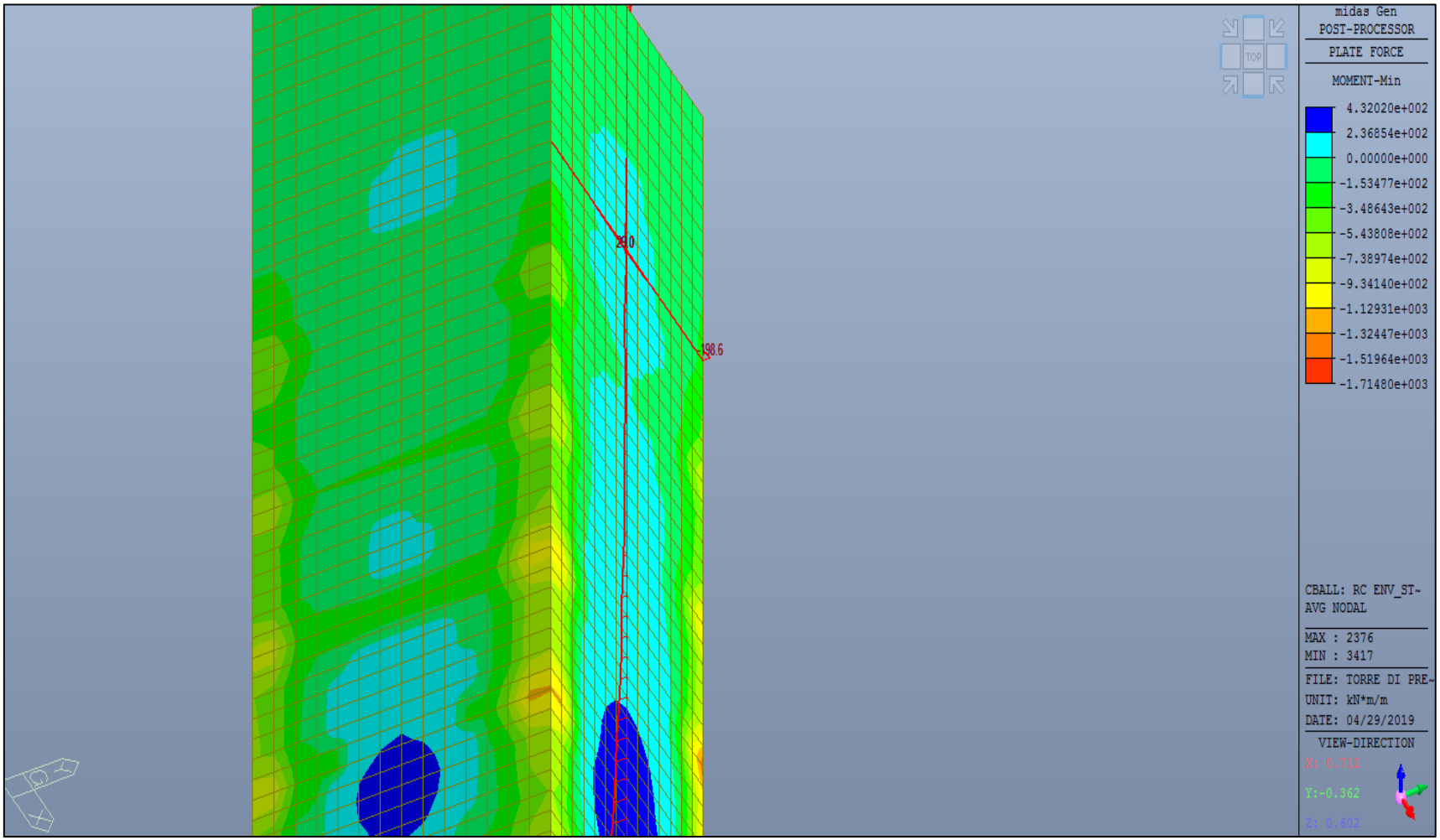
Risultante delle forze di compressione	C	139.9	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.012	m
Momento resistente	M_{Rd}	100.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.017	/
Area minima da normativa	A_{min}	1080	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	358	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1080	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	16	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	59	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0.0395	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0.0012816	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14.2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	269	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-663650	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	393076	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	270573	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.081	/
Momento resistente	M_{Rd}	289.1	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	100.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

LIVELLO 4

DATI

Altezza sezione	h	0,60	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	80	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,08	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,52	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per ε_c=3,5‰)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per ε_c=3,5‰)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	50,0	kNm

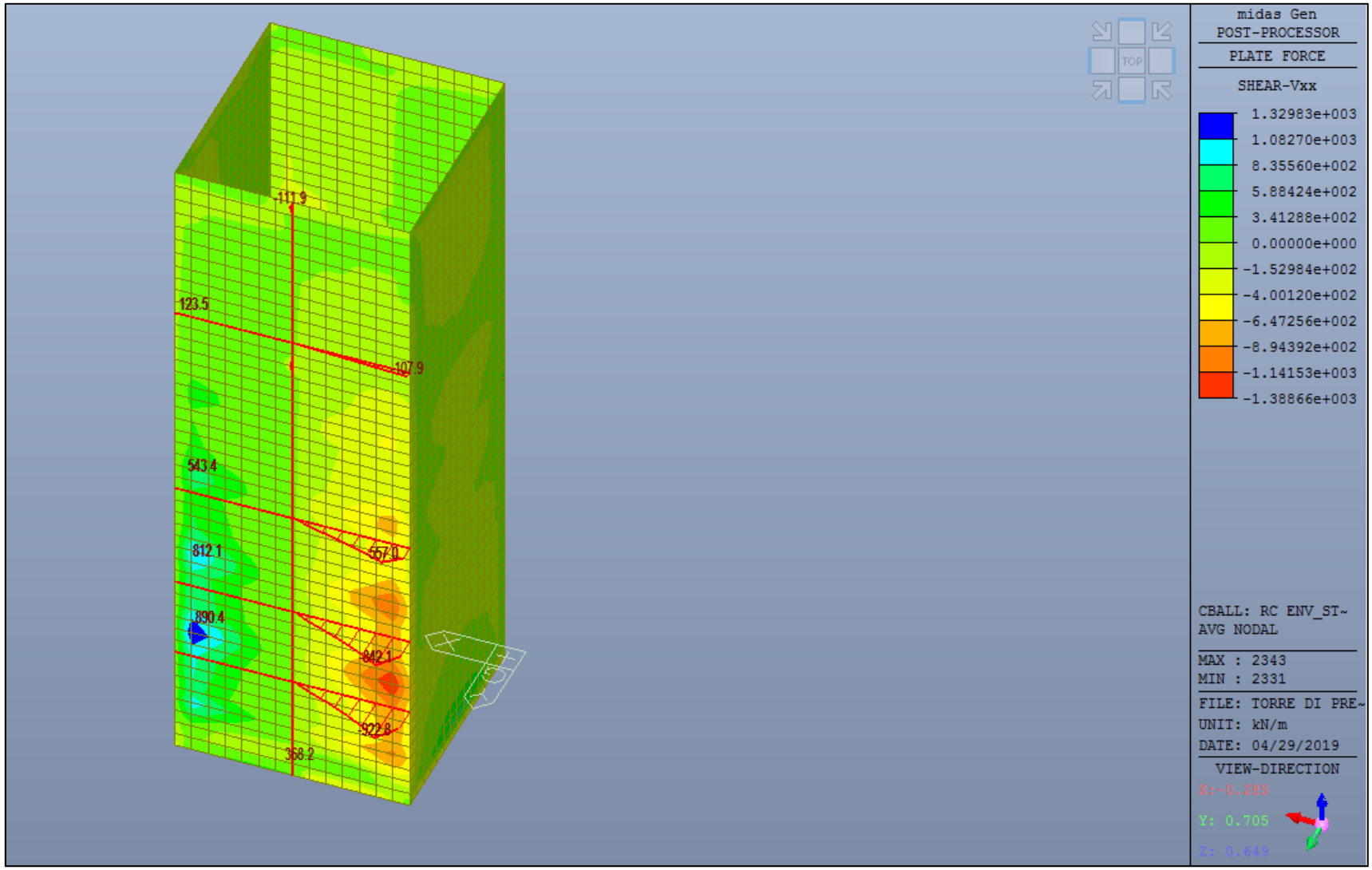
Nel grafico viene riportato un valore di circa 29 kNm. In via cautelativa per le verifiche viene considerata un'azione sollecitante pari a non meno di 50 kNm, relativa alla sezione appena inferiore (a favore di sicurezza).


20.0
-198.6
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
4.32020e+002
2.36854e+002
0.00000e+000
-1.53477e+002
-3.48643e+002
-5.43808e+002
-7.38974e+002
-9.34140e+002
-1.12931e+003
-1.32447e+003
-1.51964e+003
-1.71480e+003
CBALL: RC ENV_ST~
AVG NODAL
MAX : 2376
MIN : 3417
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/29/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.712
Y:-0.362
Z: 0.602

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	95,0	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,008	m
Momento resistente	M_{Rd}	50,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,016	/
Area minima da normativa	A_{min}	795	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	243	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	795	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	14	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	14	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	49	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0347	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,0015439	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	324	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-550499	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	300949	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	249550	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,092	/
Momento resistente	M_{Rd}	166,3	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	50,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA A TAGLIO



LIVELLO 1

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	Cotgα	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di Cotgθ deve essere compreso tra: $1 \leq Cotg\theta \leq 2,5$ ($21,8° \leq \theta \leq 45°$)	Cotgθ	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	678	mm^2
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1119	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1649	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	530	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	925,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclianzione staffe	α	90	gradi
Inclianzione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di priastra)	A_{sw}/s	1300	mm^2/m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo aramtura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	678,24	mm^2/m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm^2

LIVELLO 2

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	Cotgα	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di Cotgθ deve essere compreso tra: $1 \leq Cotg\theta \leq 2,5$ ($21,8° \leq \theta \leq 45°$)	Cotgθ	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	678	mm^2
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1119	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1649	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	530	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	850,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclianzione staffe	α	90	gradi
Inclianzione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di priastra)	A_{sw}/s	1300	mm^2/m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo aramtura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	678,24	mm^2/m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm^2

LIVELLO 3

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

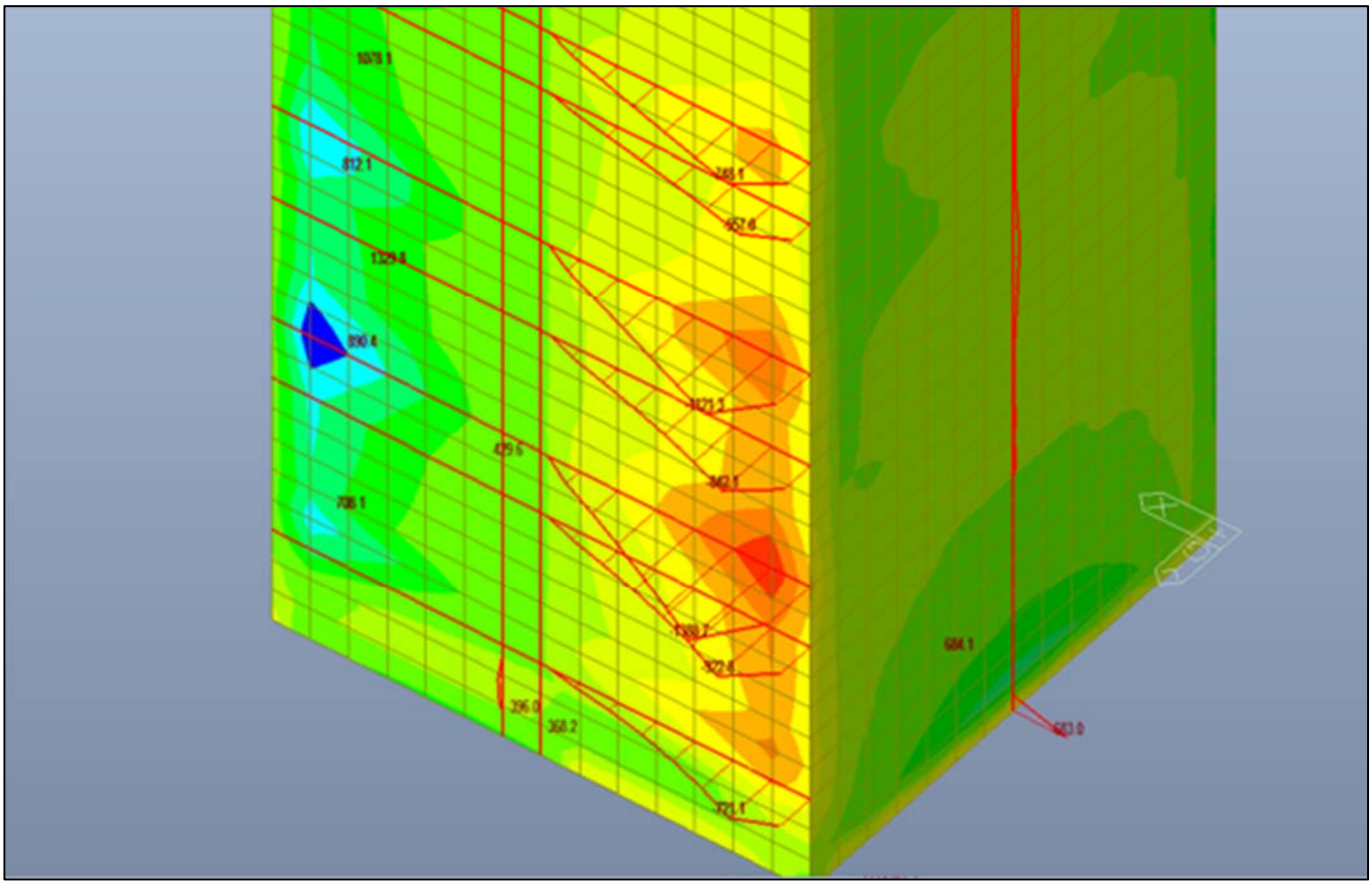
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	Cotgα	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di Cotgθ deve essere compreso tra: $1 \leq Cotg\theta \leq 2,5$ ($21,8° \leq \theta \leq 45°$)	Cotgθ	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	678	mm^2
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1119	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1649	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	530	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	560,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclianzione staffe	α	90	gradi
Inclianzione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di priastra)	A_{sw}/s	1300	mm^2/m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo aramtura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	678,24	mm^2/m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm^2

LIVELLO 4

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	Cotgα	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di Cotgθ deve essere compreso tra: $1 \leq Cotg\theta \leq 2,5$ ($21,8° \leq \theta \leq 45°$)	Cotgθ	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	678	mm^2
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	820	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1209	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	389	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	130,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclianzione staffe	α	90	gradi
Inclianzione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di priastra)	A_{sw}/s	1300	mm^2/m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo aramtura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	678,24	mm^2/m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm^2

Per quanto concerne la verifica a taglio in presenza dei rinforzi perimetrali verranno considerati solamente quelli maggiormente sollecitati essendo medesime le staffe. Di seguito viene riportata un'immagine di dettaglio delle sollecitazioni di calcolo.



RINFORZO PERIMETRALE N. 2

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	Cotgα	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	4	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di Cotgθ deve essere compreso tra: $1 \leq Cotg\theta \leq 2,5$ ($21,8° \leq \theta \leq 45°$)	Cotgθ	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1356	mm^2
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	2834	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	2088	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-746	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	1390,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclianzione staffe	α	90	gradi
Inclianzione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di priastra)	A_{sw}/s	1300	mm^2/m
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78,5	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo aramtura al taglio	s	33	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1356,48	mm^2/m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm^2

RINFORZO PERIMETRALE N. 3

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

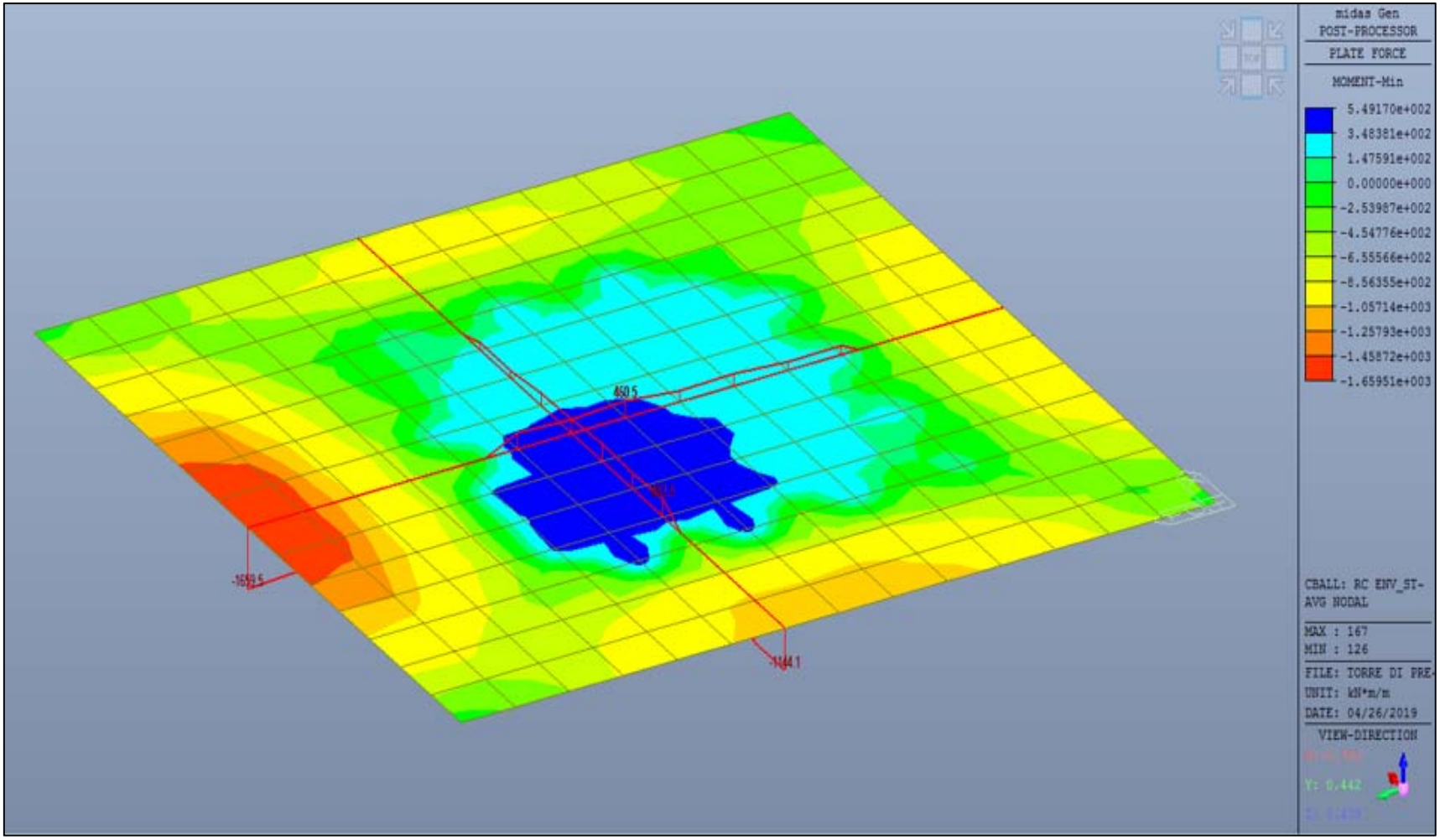
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	Cotgα	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	4	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di Cotgθ deve essere compreso tra: $1 \leq Cotg\theta \leq 2,5$ ($21,8° \leq \theta \leq 45°$)	Cotgθ	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1356	mm^2
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	2834	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	2088	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-746	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	1125,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclianzione staffe	α	90	gradi
Inclianzione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di priastra)	A_{sw}/s	1300	mm^2/m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	4	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	3	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1	/
Passo aramtura al taglio	s	100	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1356,48	mm^2/m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm^2

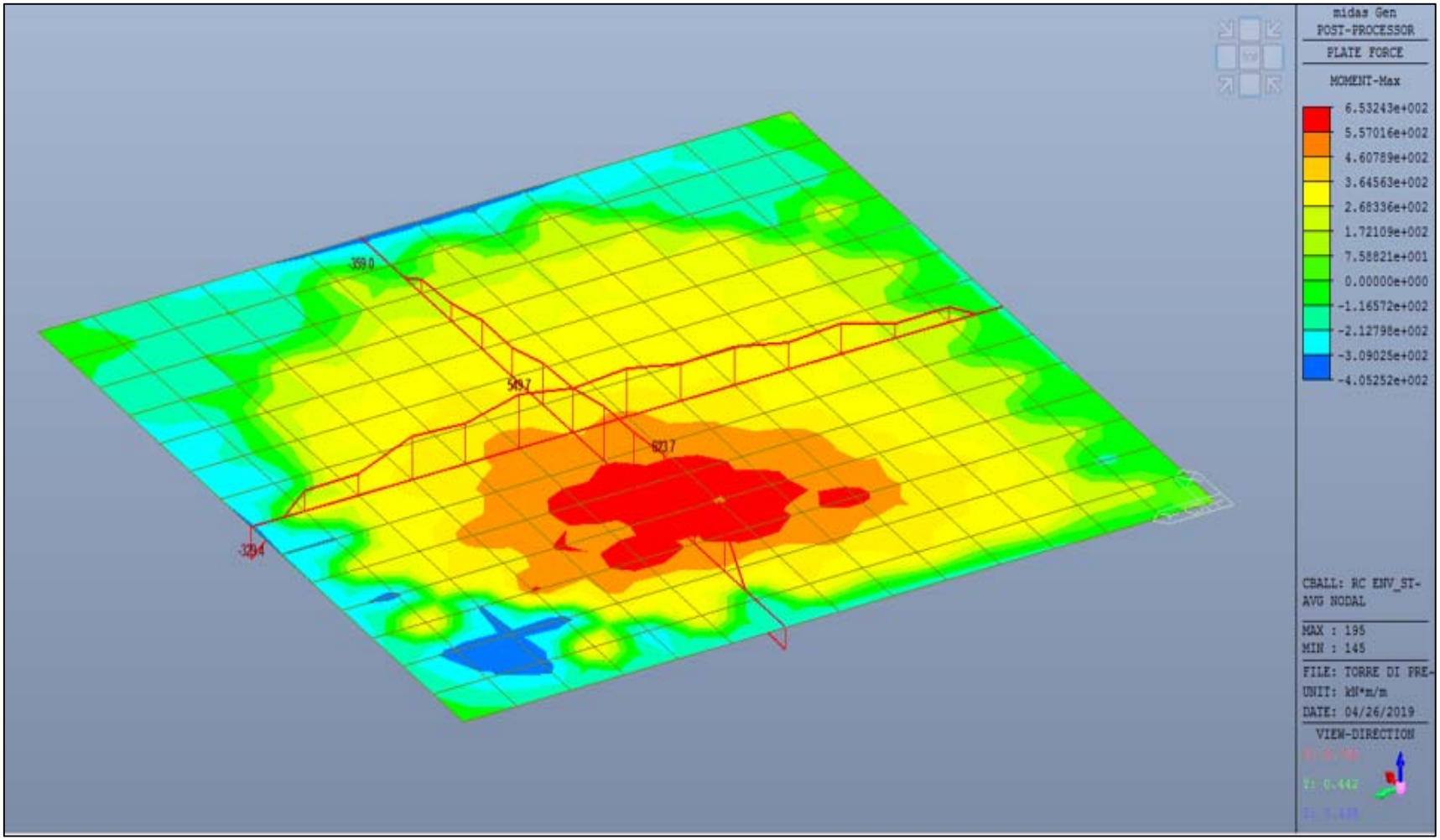
VERIFICHE STRUTTURALI PLATEA DI FONDAZIONE

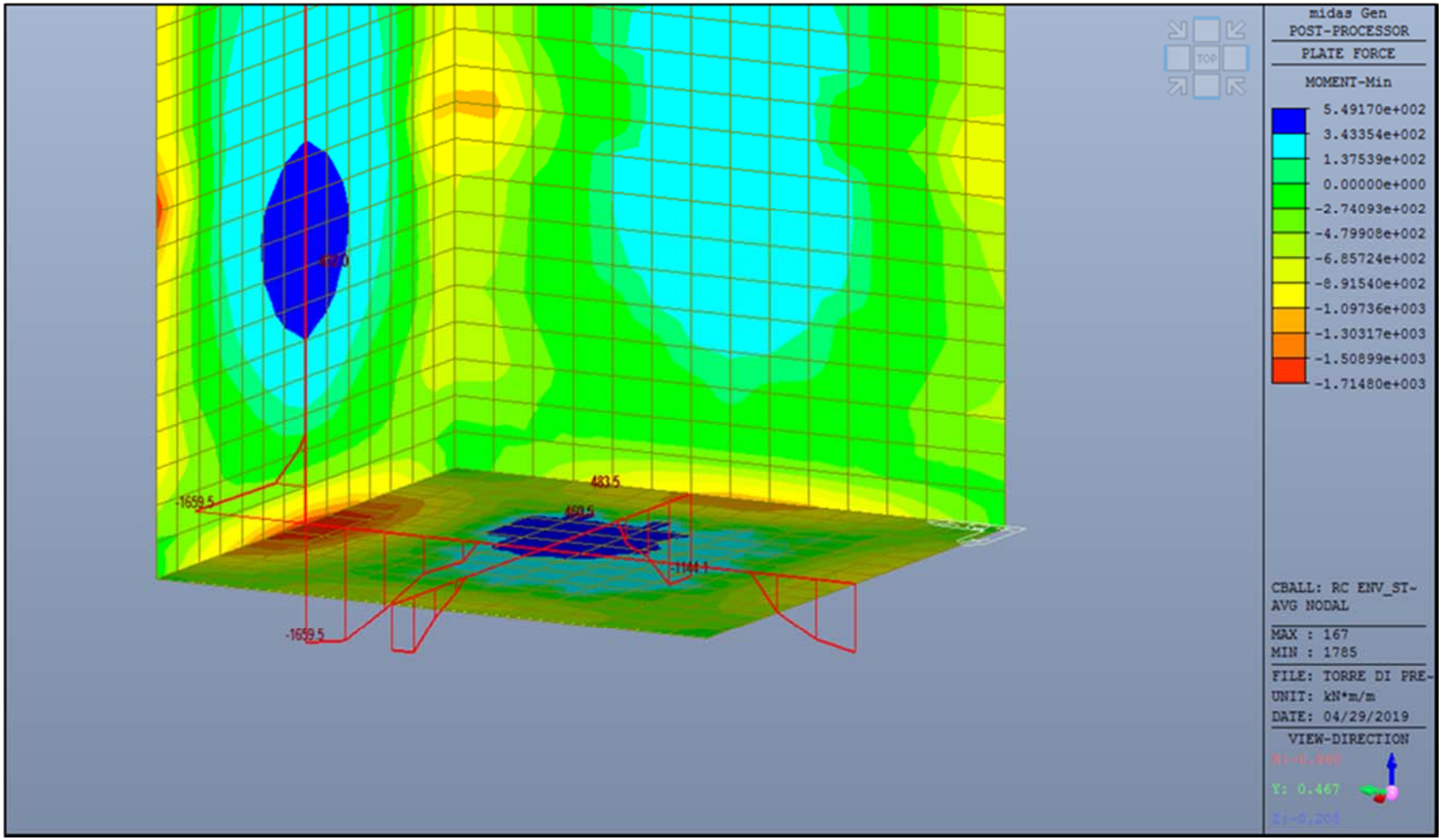
Di seguito vengono riportate le verifiche strutturali a stato limite ultimo ed esercizio della platea di fondazione della torre di presa, distinguendo la sezione all'incastro, in corrispondenza delle pareti, da quella di mezzeria. In entrambe le sezioni non sono è stato considerato, in via cautelativa ed a favore di scurezza, lo strato d'armatura rappresentato dai ferri longitudinali previsti in testa ai micropali di fondazione. La tabella riepilogativa dei materiali per uso strutturale è analoga a quella mostrata in precedenza.

MOMENTO FLETTENTE FONDAZIONE A SLU

INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA

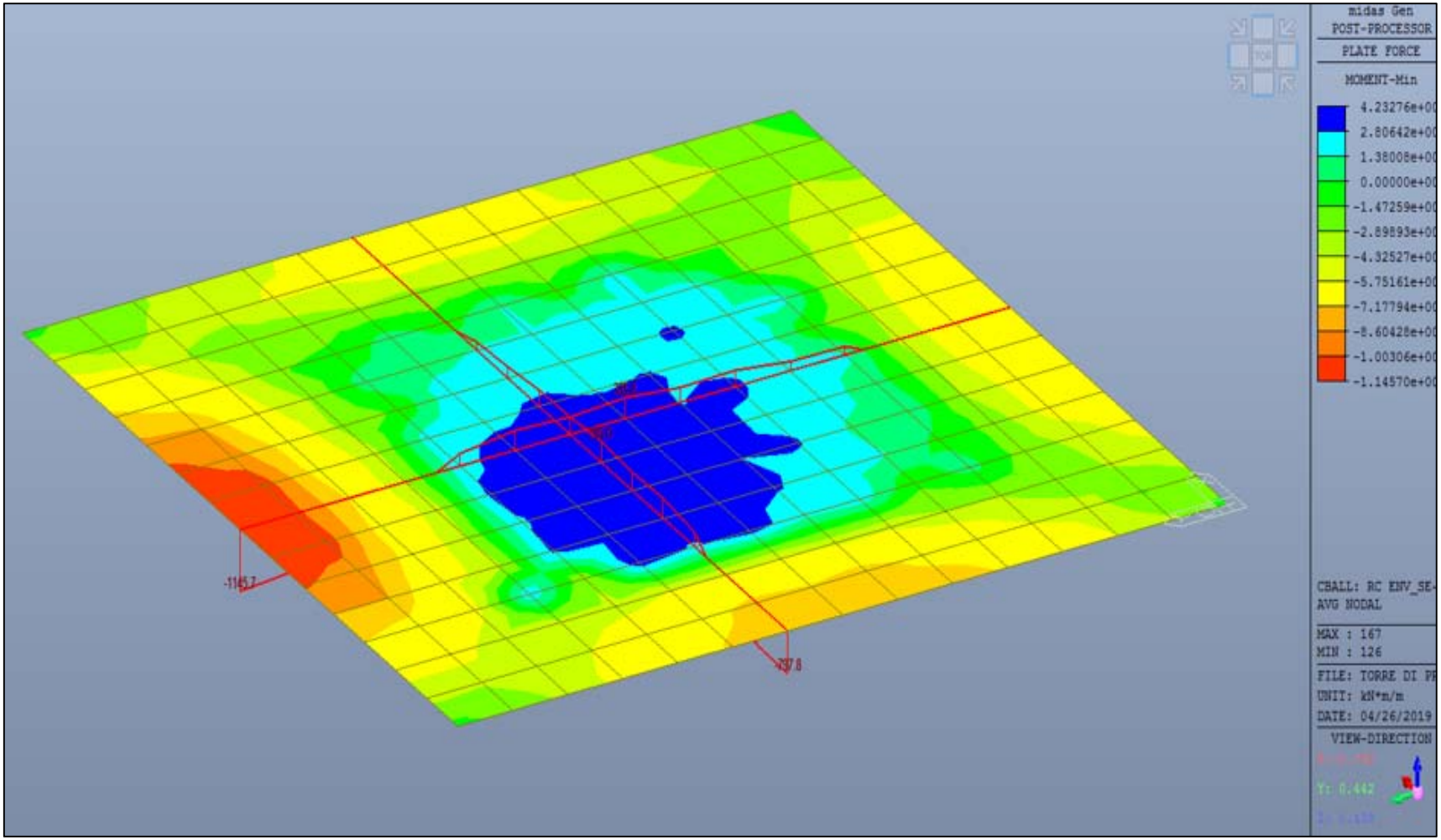


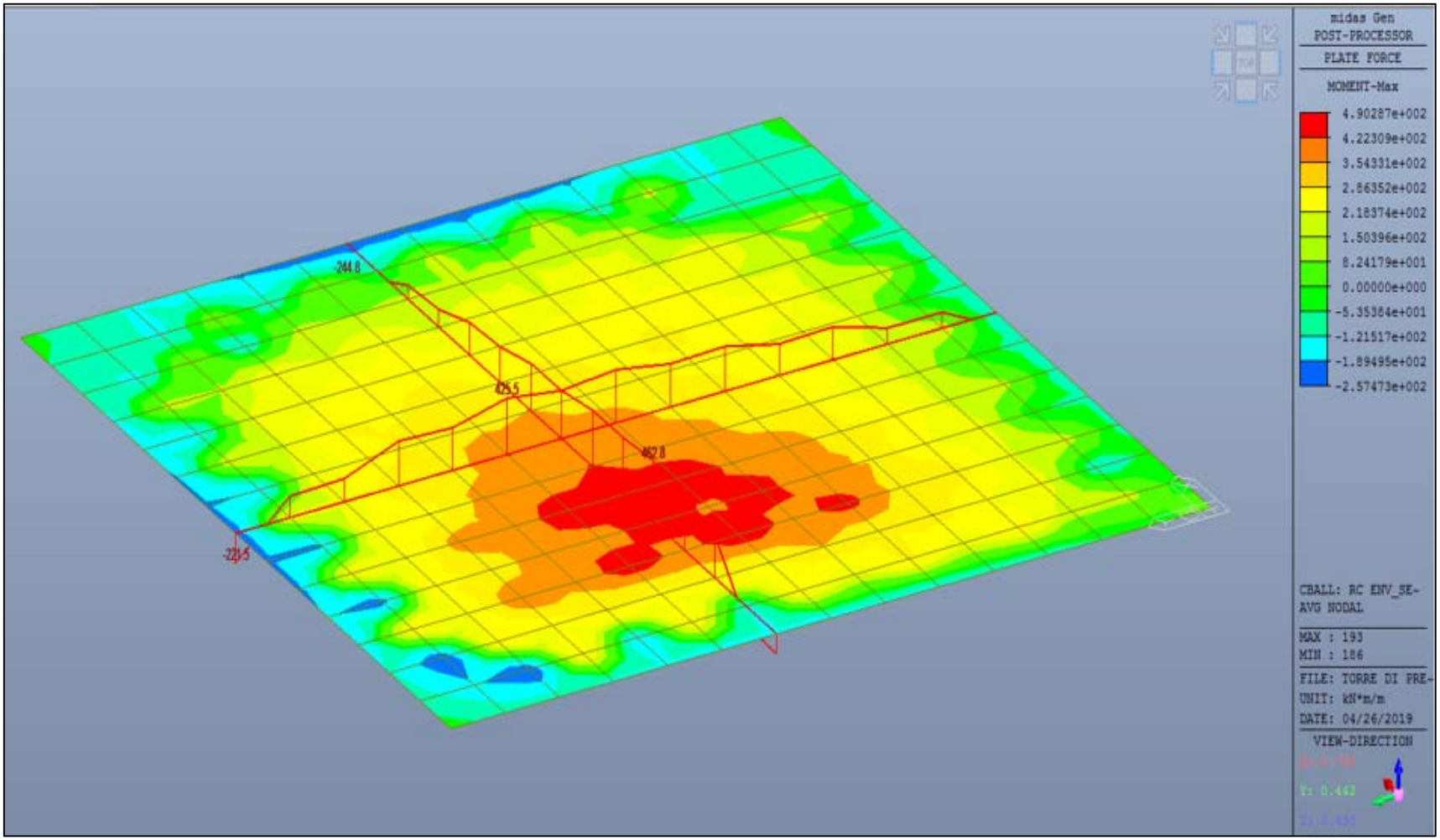

359.0
549.7
621.7
-329.4
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
6.53243e+002
5.57016e+002
4.60789e+002
3.64563e+002
2.68336e+002
1.72109e+002
7.58821e+001
0.00000e+000
-1.16572e+002
-2.12798e+002
-3.09025e+002
-4.05252e+002
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 195
MIN : 145
FILE: TORRE DI PRE-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

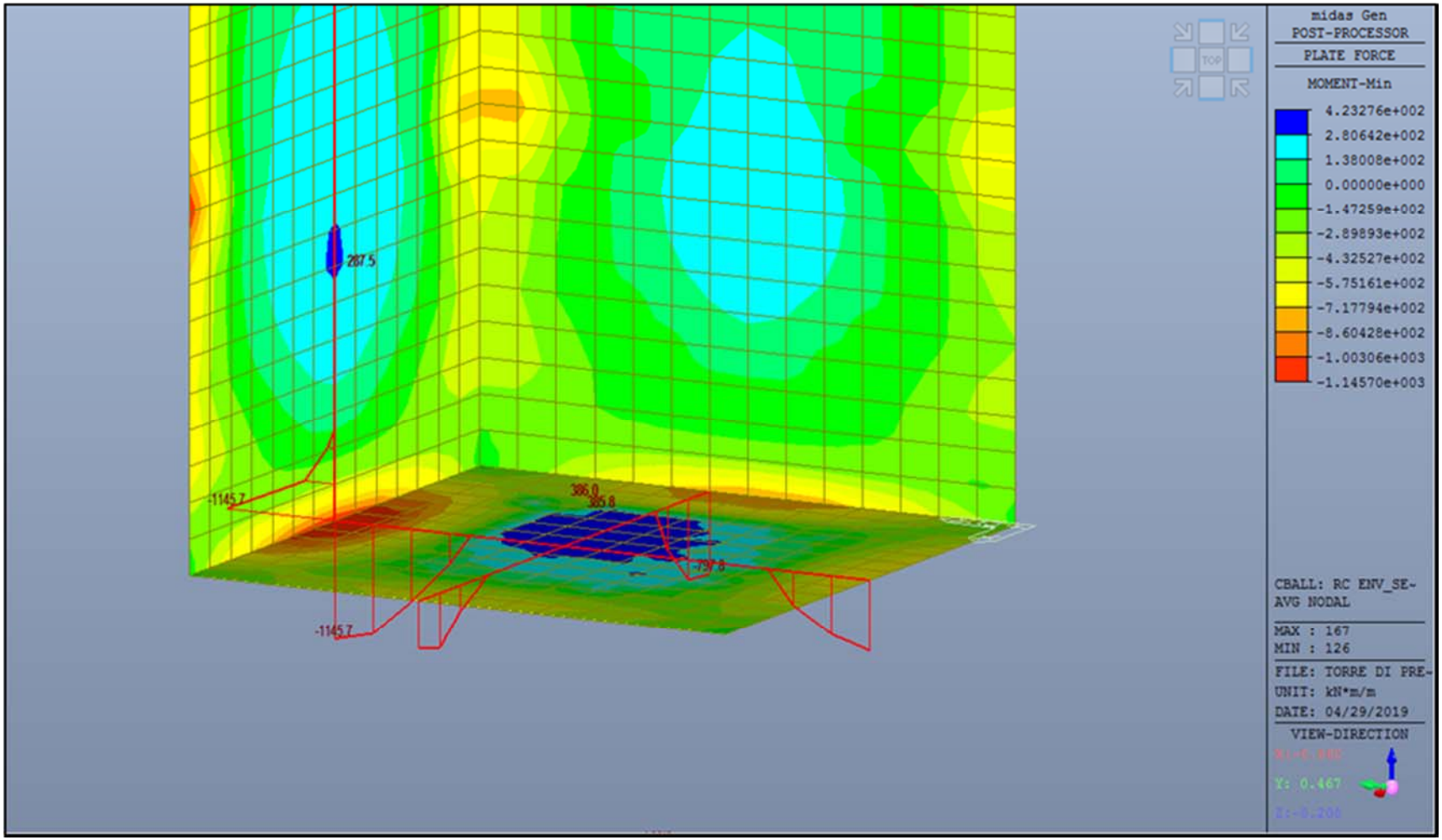

midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
5.49170e+002
3.43354e+002
1.37539e+002
0.00000e+000
-2.74093e+002
-4.79908e+002
-6.85724e+002
-8.91540e+002
-1.09736e+003
-1.30317e+003
-1.50899e+003
-1.71480e+003
-1659.5
483.5
-1659.5
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 167
MIN : 1785
FILE: TORRE DI PRE-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/29/2019
VIEW-DIRECTION
Y: 0.467

MOMENTO FLETTENTE FONDAZIONE A SLE

COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)

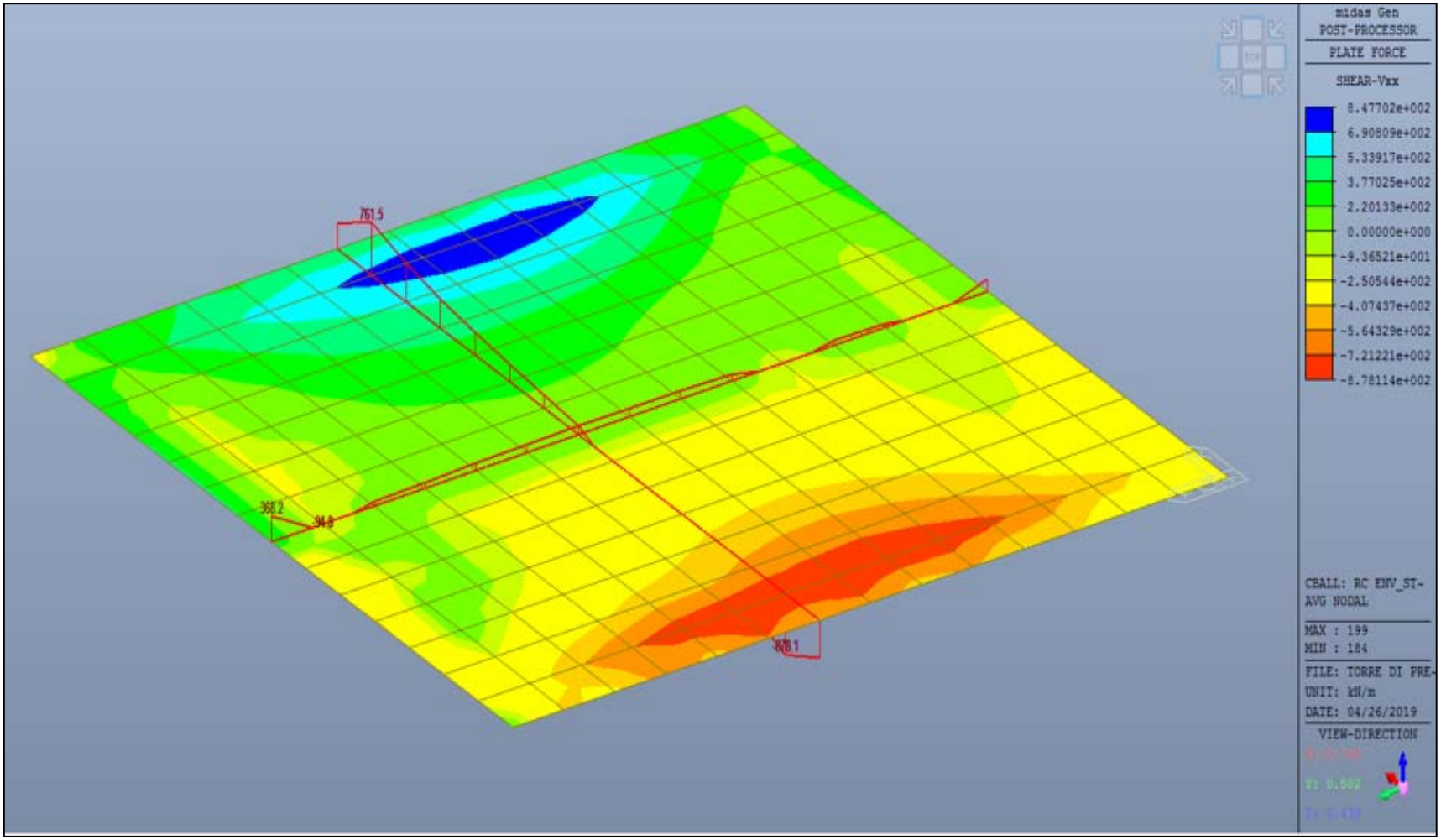


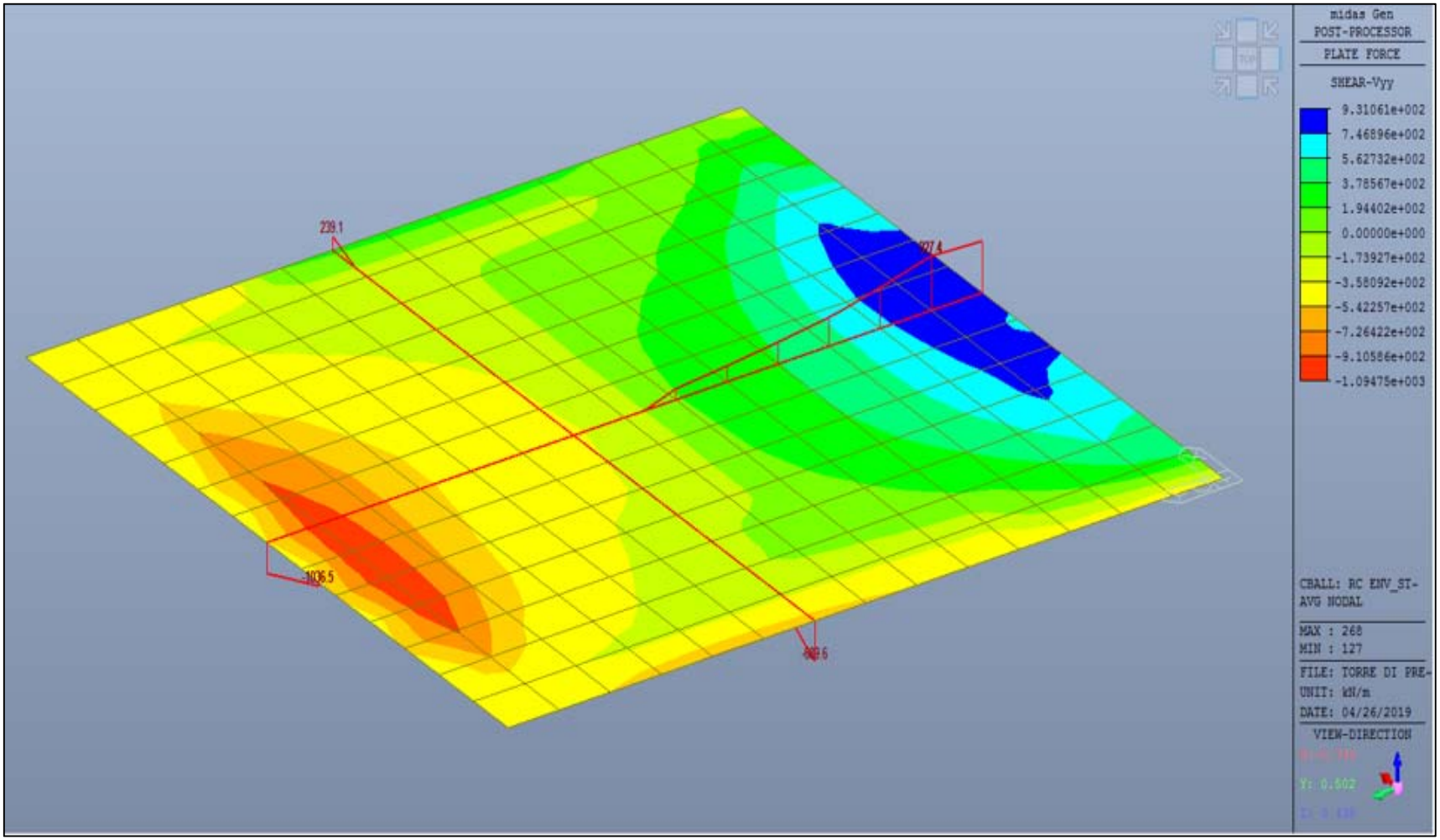

midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
4.90287e+002
4.22309e+002
3.54331e+002
2.86352e+002
2.18374e+002
1.50396e+002
8.24179e+001
0.00000e+000
-5.35384e+001
-1.21517e+002
-1.89495e+002
-2.57473e+002
-244.8
425.5
462.8
-221.5
CBALL: RC ENV_SE-
AVG NODAL
MAX : 193
MIN : 186
FILE: TORRE DI PRE-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION


287.5
-1145.7
386.0
385.8
-1145.7
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
4.23276e+002
2.80642e+002
1.38008e+002
0.00000e+000
-1.47259e+002
-2.89893e+002
-4.32527e+002
-5.75161e+002
-7.17794e+002
-8.60428e+002
-1.00306e+003
-1.14570e+003
CBALL: RC ENV_SE~
AVG NODAL
MAX : 167
MIN : 126
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/29/2019
VIEW-DIRECTION

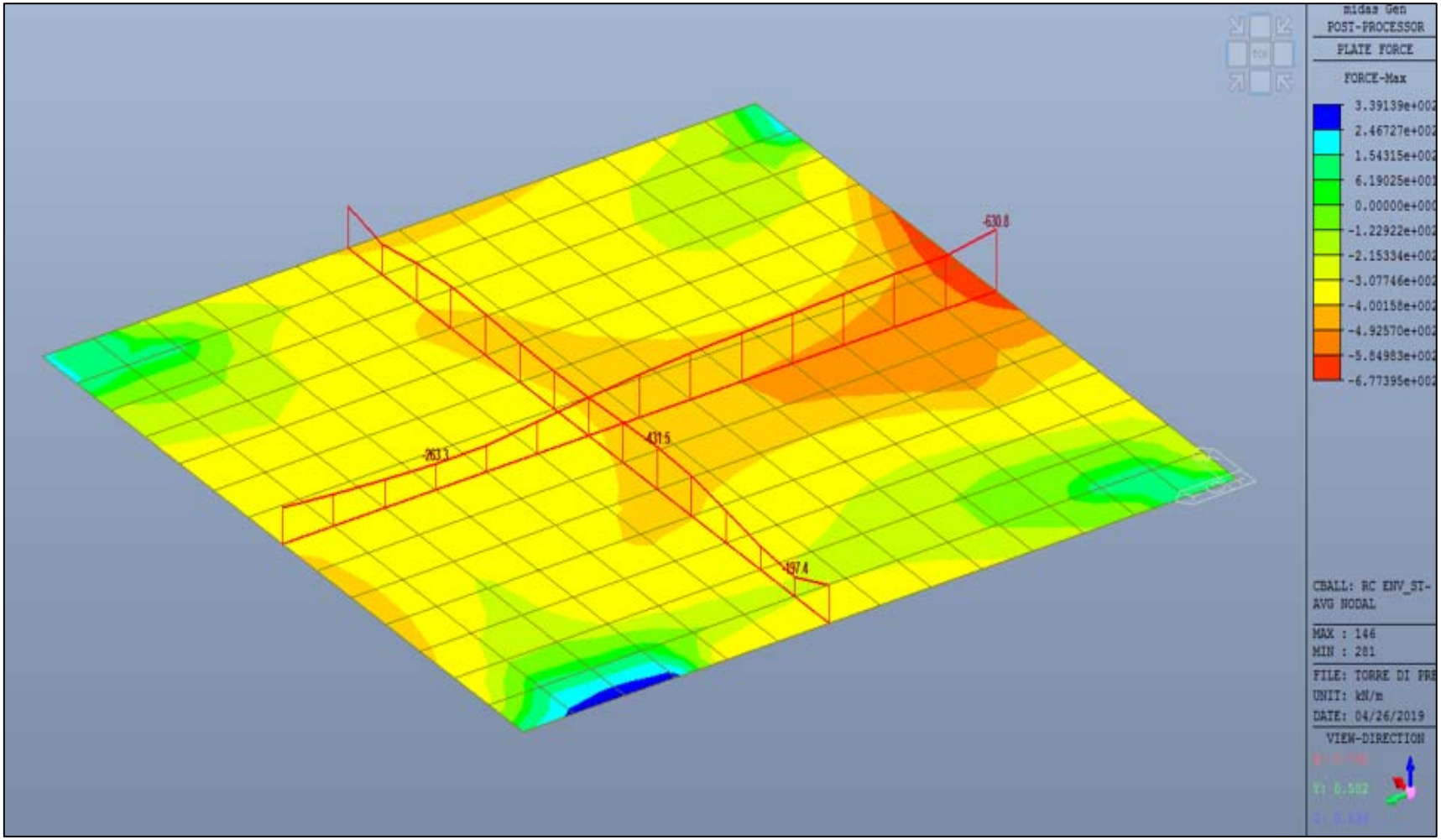
TAGLIO AGENTE IN FONDAZIONE A SLU

INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA




239.1
-1036.5
-907.6
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
SHEAR-Vyy
9.31061e+002
7.46896e+002
5.62732e+002
3.78567e+002
1.94402e+002
0.00000e+000
-1.73927e+002
-3.58092e+002
-5.42257e+002
-7.26422e+002
-9.10586e+002
-1.09475e+003
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 268
MIN : 127
FILE: TORRE DI PRE-
UNIT: kN/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

SFORZO NORMALE IN FONDAZIONE A SLU



SEZIONE ALL'INCASTRO

DATI

Altezza sezione	h	1,50	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	60	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,06	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	1,44	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per ε_c=3,5‰)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per ε_c=3,5‰)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	1660,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	760,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	1150,0	kNm

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	1187.3	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.105	m
Momento resistente	M_{Rd}	1660.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.073	/
Area minima da normativa	A_{min}	2160	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	3037	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	3037	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	22	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$	24	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	5	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	4163	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	24	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	2262	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	4163	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	2262	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	92	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0.0511	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	-0.001225	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14.2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	-257	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-1045928	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	1627581	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-581653	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.064	/
Momento resistente	M_{Rd}	2270.2	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	1660.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1500	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	1440	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	60	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1500000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	810000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	1150000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	5000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6.67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	600	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1.80	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	11241	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	18.68	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	4163	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	2262	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11.25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15.00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	248	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	44998085004	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	4.46	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	143	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	23	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	6.33	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	203	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	32	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	375	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	109745822542	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	2.77	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	147	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	3.93	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	209	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	143	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6.67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	150	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	150000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.028	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0.4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0.00047	/
Ricoprimento dell'armatura	c	60	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	22	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	199	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0.160	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

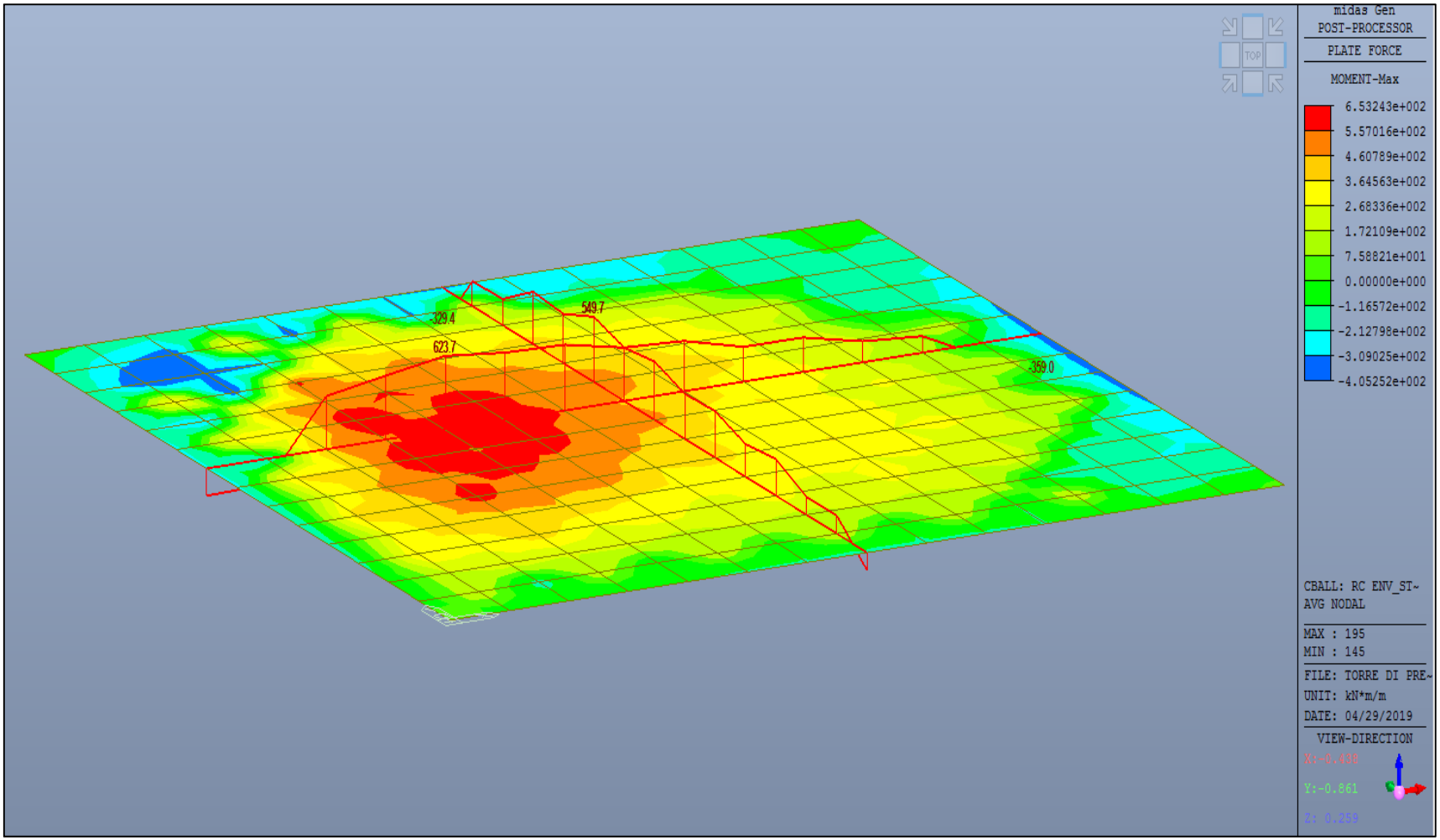
SEZIONE IN MEZZERIA

DATI

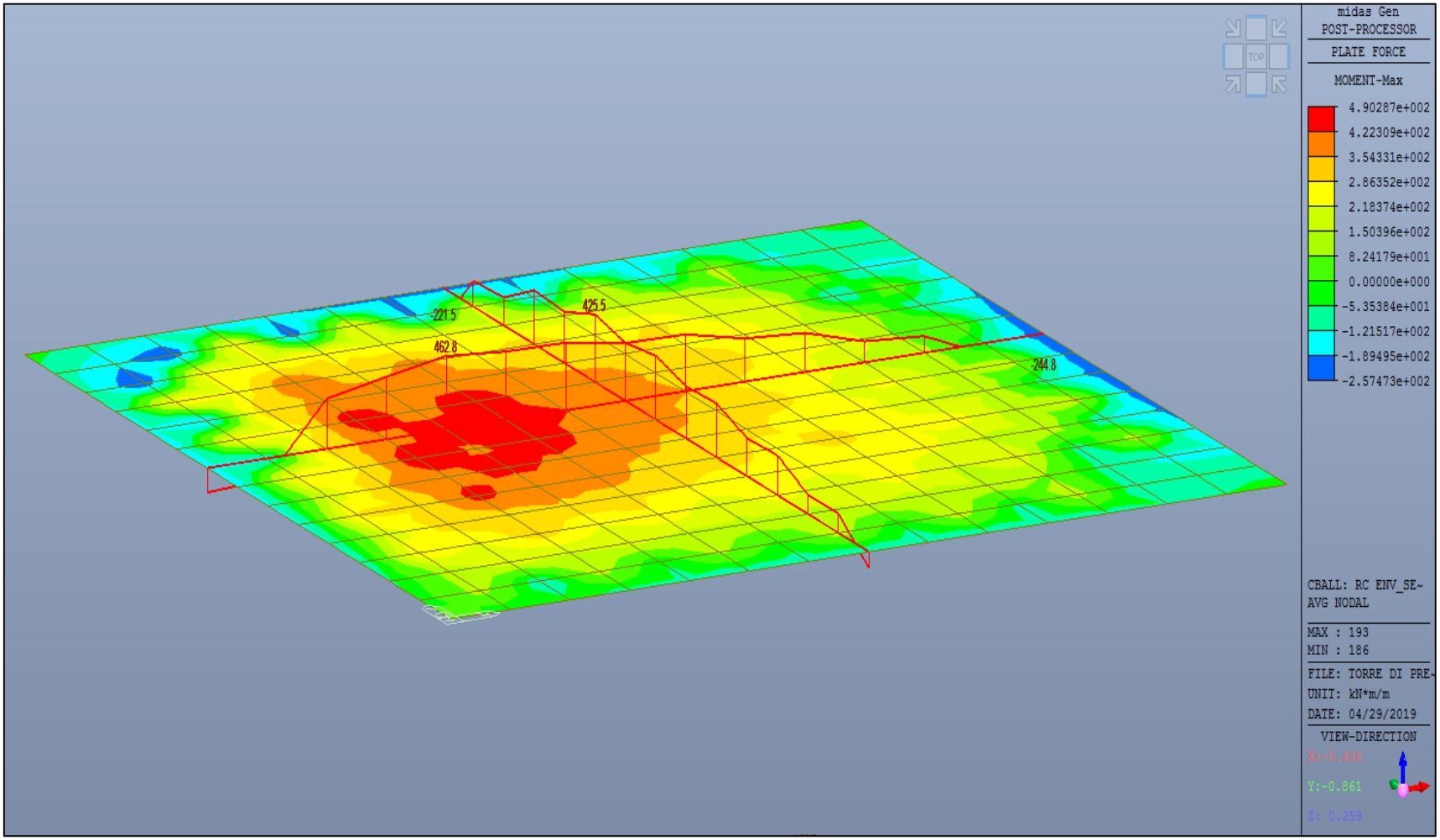
Altezza sezione	h	1,50	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	60	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,06	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	1,44	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per ε_c=3,5‰)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per ε_c=3,5‰)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	625,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	330,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	465,0	kNm

Per la verifica dell'armatura non vengono considerati, a favore di sicurezza, i ferri posti all'altezza dei pali di fondazione, la cui funzione è principalmente di irrigidimento dei micropali medesimi al fine di garantire un comportamento sufficientemente omogeneo della palificata sia dal punto di vista geotecnico che strutturale.

SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
6.53243e+002
5.57016e+002
4.60789e+002
3.64563e+002
2.68336e+002
1.72109e+002
7.58821e+001
0.00000e+000
-1.16572e+002
-2.12798e+002
-3.09025e+002
-4.05252e+002
-329.4
623.7
549.7
-359.0
CBALL: RC ENV_ST~
AVG NODAL
MAX : 195
MIN : 145
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/29/2019
VIEW-DIRECTION
X:-0.438
Y:-0.861
Z: 0.259

SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
4.90287e+002
4.22309e+002
3.54331e+002
2.86352e+002
2.18374e+002
1.50396e+002
8.24179e+001
0.00000e+000
-5.35384e+001
-1.21517e+002
-1.89495e+002
-2.57473e+002
-221.5
425.5
462.8
-244.8
CBALL: RC ENV_SE~
AVG NODAL
MAX : 193
MIN : 186
FILE: TORRE DI PRE~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/29/2019
VIEW-DIRECTION
X:-0.438
Y:-0.861
Z: 0.259

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

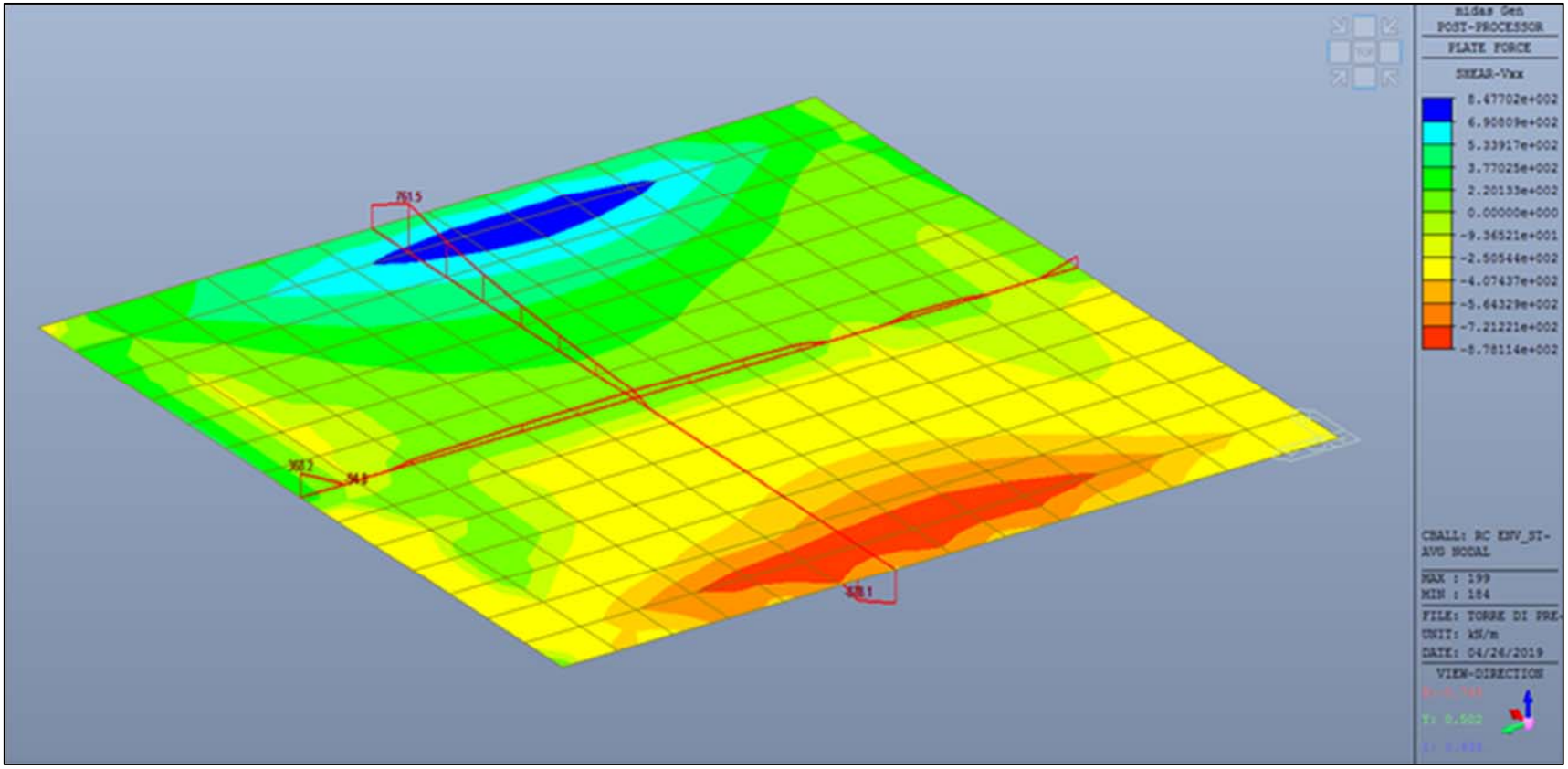
Risultante delle forze di compressione	C	438.7	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.039	m
Momento resistente	M_{Rd}	625.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0.027	/
Area minima da normativa	A_{min}	2160	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	1122	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	2160	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	24	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$	0	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	2262	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	22	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1901	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	2262	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1901	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	66	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0.0725	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	-0.000333	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14.2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	-70	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-751503	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	884421	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-132918	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.046	/
Momento resistente	M_{Rd}	1245.7	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	625.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

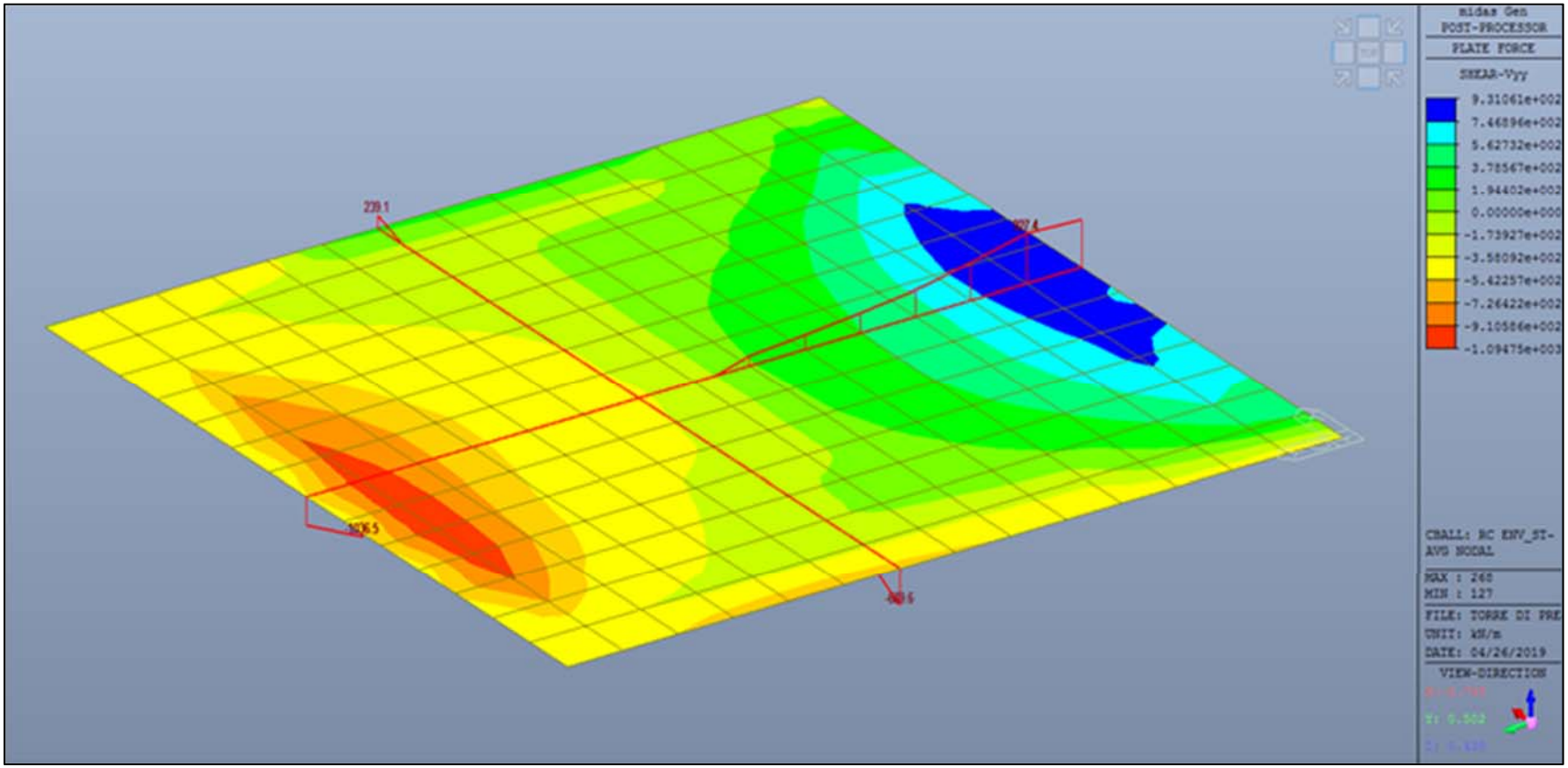
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1500	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	1440	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	60	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1500000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	330000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	465000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	5000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6.67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	600	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1.80	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	11241	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	18.68	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	2262	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1901	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11.25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15.00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	187	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	26046968863	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	2.37	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	106	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	11	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	3.34	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	149	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	15	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	287	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	65786398819	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	1.44	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	108	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	2.03	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	152	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	106	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6.67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	150	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	150000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.015	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0.4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0.00030	/
Ricoprimento dell'armatura	c	60	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	24	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	279	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0.144	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

VERIFICA FONDAZIONE A TAGLIO



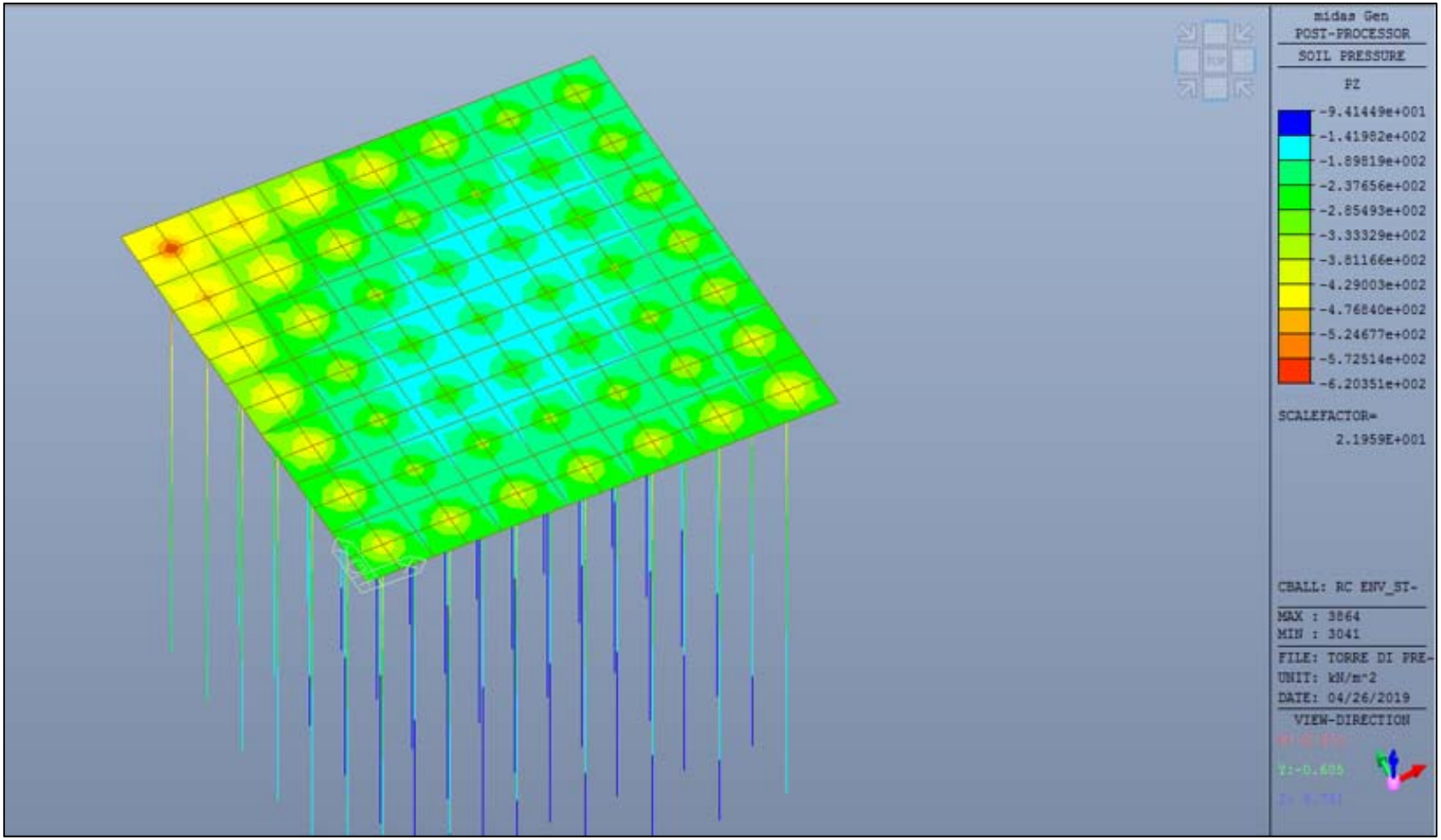

239.1
-926.5
-909.5
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
SHEAR-Vyy
9.31061e+002
7.44896e+002
5.62732e+002
3.78567e+002
1.94402e+003
0.00000e+000
-1.73927e+002
-3.58092e+002
-5.42257e+002
-7.26422e+002
-9.10586e+002
-1.09475e+003
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 260
MIN : 127
FILE: TORRE DI PRE
UNIT: kN/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

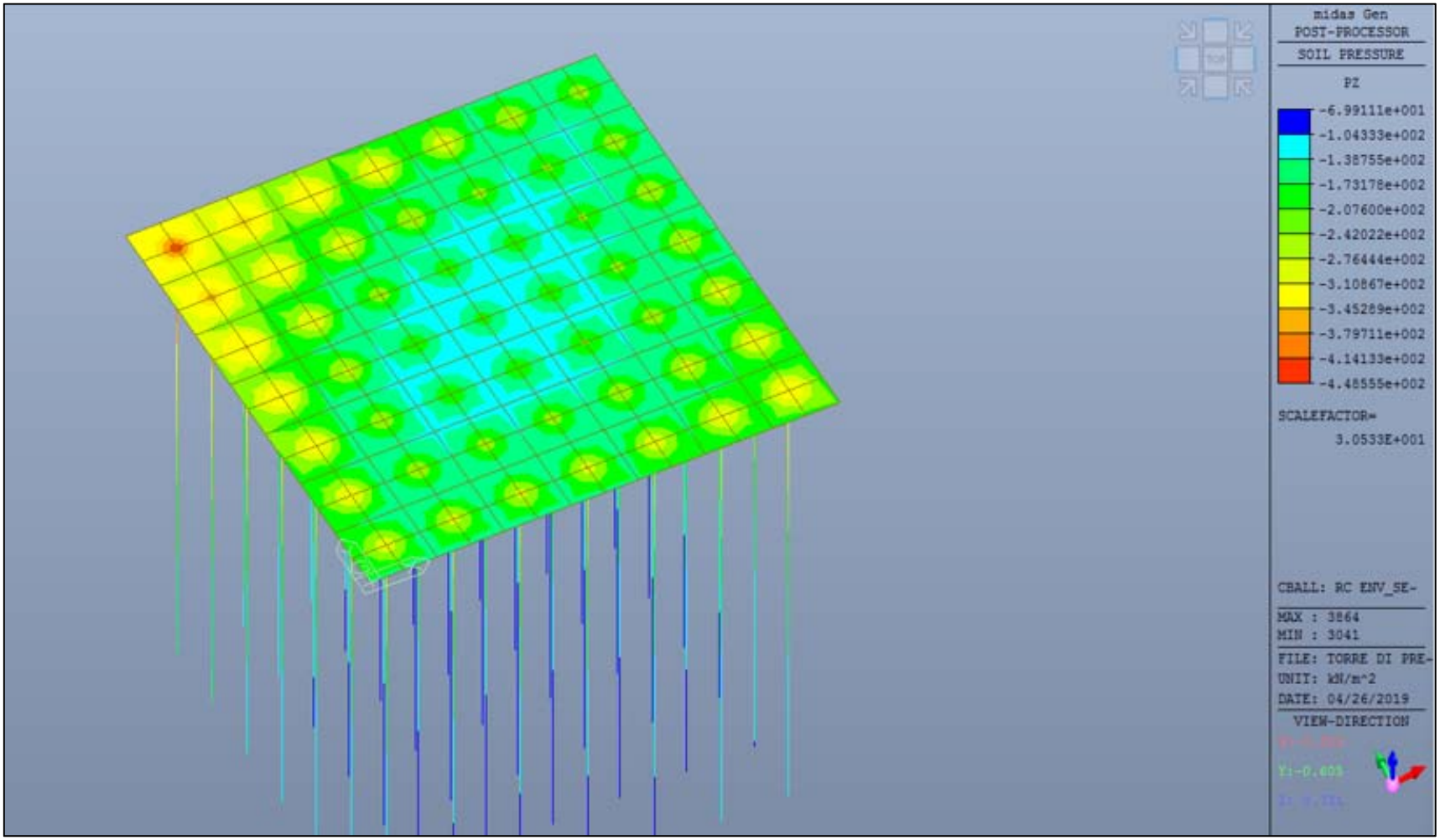
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	Cotgα	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	14	mm
Area del ferro	A	153,86	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
Il valore di Cotgθ deve essere compreso tra: $1 \leq Cotg\theta \leq 2,5$ ($21,8° \leq \theta \leq 45°$)	Cotgθ	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	615	mm^2
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1559	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	3166	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	1606	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	1100,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclianzione staffe	α	90	gradi
Inclianzione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di priastra)	A_{sw}/s	1300	mm^2/m
Diametro ferri	Φ	14	mm
Area del ferro	A	153,86	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	5	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1,66666667	/
Passo aramtura al taglio	s	60	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	615,44	mm^2/m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
Diametro armatura	Φ	14	mm
Area armatura	A	154	mm^2

VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE FONDAZIONE

PRESSIONI TRASMESSE IN FONDAZIONE - SLU



PRESSIONI TRASMESSE IN FONDAZIONE - SLE



La seguente tabella riepiloga le azioni risultanti in corrispondenza della fondazione della costruzione, per le principali combinazioni di calcolo, desunte dal modello ad elementi finiti, con evidenziata la combinazione più gravosa ai fini delle verifiche geotecniche della fondazione:

AZIONI COMBINATE			
Combinazione	**FX [kN]**	**FY [kN]**	**FZ [kN]**
Fondamentale 1 (con invaso)	**-4447**	**9278**	**29762**
Fondamentale 2 (senza invaso)	7492	-2298	29640
Caratteristica 1	-2953	6185	22681
Caratteristica 2	5006	-1532	22681
Sismica 1	234	5036	28132
Sismica 2	-1250	7681	28479
Sismica 3	-4925	4861	16554
Sismica 4	-3440	2215	16197

Si riportano, quindi, nel seguito la **verifica a capacità portante** del sistema terreno-fondazione, riferita alla sola **fondazione superficiale**, per la combinazione **A1+M1+R3** prevista dalle N.T.C.-2018 e, aggiuntivamente, per la combinazione **A2+M2+R2,** eseguita con la formulazione di *Brinch-Hansen*, considerando aggiuntivamente anche i fattori correttivi sismici *z* come definiti da *Paolucci & Pecker* (1997) e la pertinente **verifica a scorrimento**. Il problema è valutato considerando cautelativamente un angolo di attrito pari a 36° relativo all'unità geotecnica II (anziché i valori dell'unità III), coesione nulla (a favore di sicurezza, anziché 40÷60 kPa), un approfondimento della fondazione di 12 m (deducendo lo strato superficiale) ed un livello della falda a -2 m dal p.c. relativo considerando la condizione di massimo invaso in esercizio della diga.

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, calcolato con la seguente espressione (si veda a riguardo il *paragrafo 7.4*):

$$q_{lim}=q*N_q*\alpha_q+c'*N_c*\alpha_c+0.5*B'*\gamma*N_\gamma*\alpha_\gamma$$

Mentre il valore della resistenza di calcolo, ovvero del carico limite, vale:

$$q_{lim,R3}=\frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}}=\frac{q_{\lim}}{2{,}3}$$

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e_x]	0,00	m
eccentricità in y [e_y]	0,00	m
B'	8,45	m
L'	8,45	m
Profondità fondazione	12,00	m
m	1,50	
N_γ	56,31	
N_q	37,75	
N_c	50,59	
i_γ	0,35	
i_q	0,53	
i_c	0,52	
s_γ	0,60	
s_q	1,73	
s_c	1,75	
b_γ	1,00	
b_q	1,00	
b_c	1,00	
g_γ	1,00	
g_q	1,00	
g_c	1,00	
d_γ	1,00	
d_q	1,24	
d_c	1,25	
z_γ	0.95	
z_q	0,95	
z_c	0,97	
q_{lim}	**8275**	**kN/m²**

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim}=q*N_q*\alpha_q+c'*N_c*\alpha_c+0.5*B'*\gamma*N_\gamma*\alpha_\gamma \cong 8{,}28 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 8{,}28/2{,}3 \cong 3{,}60 \text{ N/mm}^2 \ (3600 \text{ kN/m}^2) > q \cong 0{,}42 \ N/mm^2$$

F.S. ≅ 8,28 N/mm² / 0,42 N/mm² ≅ 19,7 > 2,3 (γ_R)

Verifica a scorrimento: F.S. ≅ 21623 kN / 10289 kN ≅ 2,1 > 1,1 (γ_R)

Verifica combinazione A2+M2+R2

eccentricità in x [e_x]	0,00	m
eccentricità in y [e_y]	0,00	m
B'	8,45	m
L'	8,45	m
Profondità fondazione	12,00	m
m	1,50	
N_γ	22,96	
N_q	18,75	
N_c	30,54	
i_γ	0,35	
i_q	0,53	
i_c	0,50	
s_γ	0,60	
s_q	1,58	
s_c	1,61	
b_γ	1,00	
b_q	1,00	
b_c	1,00	
g_γ	1,00	
g_q	1,00	
g_c	1,00	
d_γ	1,00	
d_q	1,28	
d_c	1,30	
z_γ	0.93	
z_q	0,93	
z_c	0,97	
q_{lim}	**3762**	**kN/m²**

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim}=q*N_q*\alpha_q+c'*N_c*\alpha_c+0.5*B'*\gamma*N_\gamma*\alpha_\gamma \cong 3{,}76 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 3{,}76/1{,}1 \cong 3{,}42 \text{ N/mm}^2 \ (3420 \text{ kN/m}^2) > q \cong 0{,}42 \ N/mm^2$$

F.S. ≅ 3,76 N/mm² / 0,42 N/mm² ≅ 9,0 > 1,1 (γ_R)

Verifica a scorrimento: F.S. ≅ 17299 kN / 10289 kN ≅ 1,7 > 1,1 (γ_R)

LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE E A SCORRIMENTO DELLA FONDAZIONE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE.

Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto, nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.

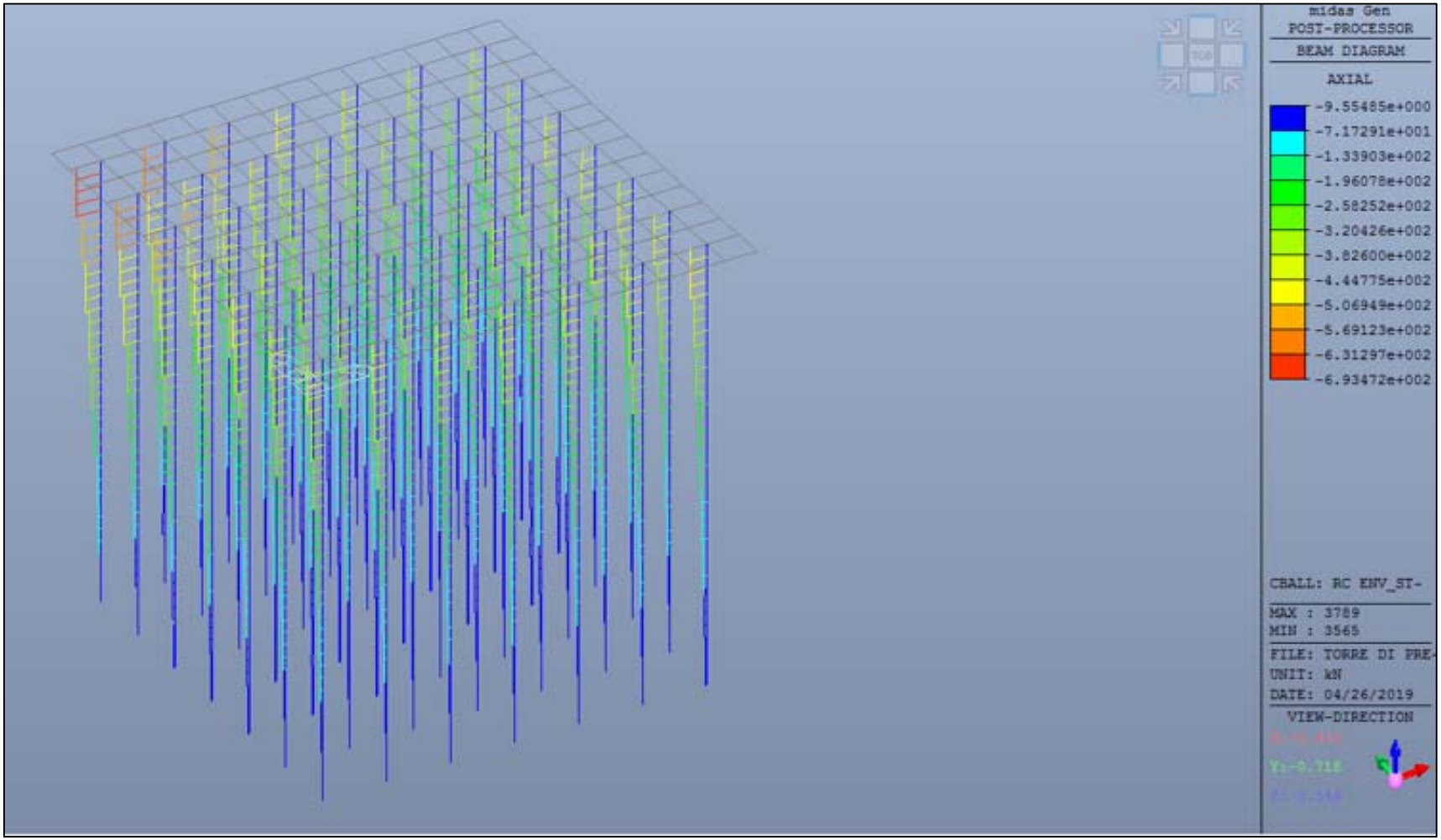
VERIFICHE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE

Di seguito viene effettuata la verifica strutturale a SLU e la stima dei cedimenti per i micropali di fondazione i quali sono stati previsti per assicurarsi, con un sufficiente margine di sicurezza, che le fondazioni della torre di presa intercettino lo strato di roccia meno fratturato ed alterato, appartenente all'Unità geotecnica III al fine di ridurre i cedimenti differiti a medio lungo termine ed ottimizzare i cedimenti differenziali della fondazione e della costruzione nel suo complesso a valori compatibili con l'uso e la funzionalità dell'opera.

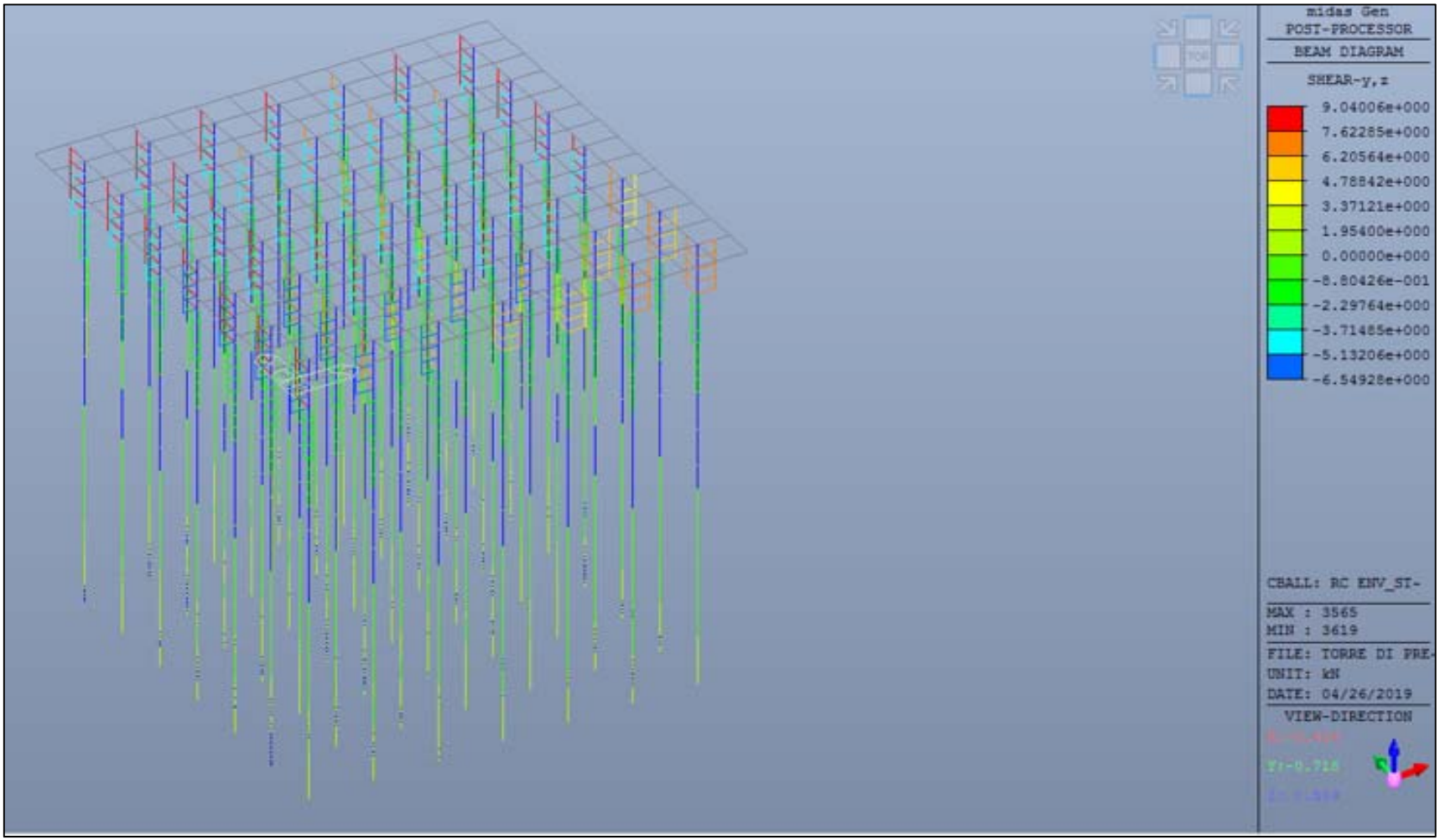
Si riportano, nel seguito, le sollecitazioni di calcolo agenti sui micropali determinate direttamente dal modello di calcolo agli elementi finiti e relative alla combinazione più gravosa di verifica a SLU.

SOLLECITAZIONI MICROPALI – SLU

ASSIALE

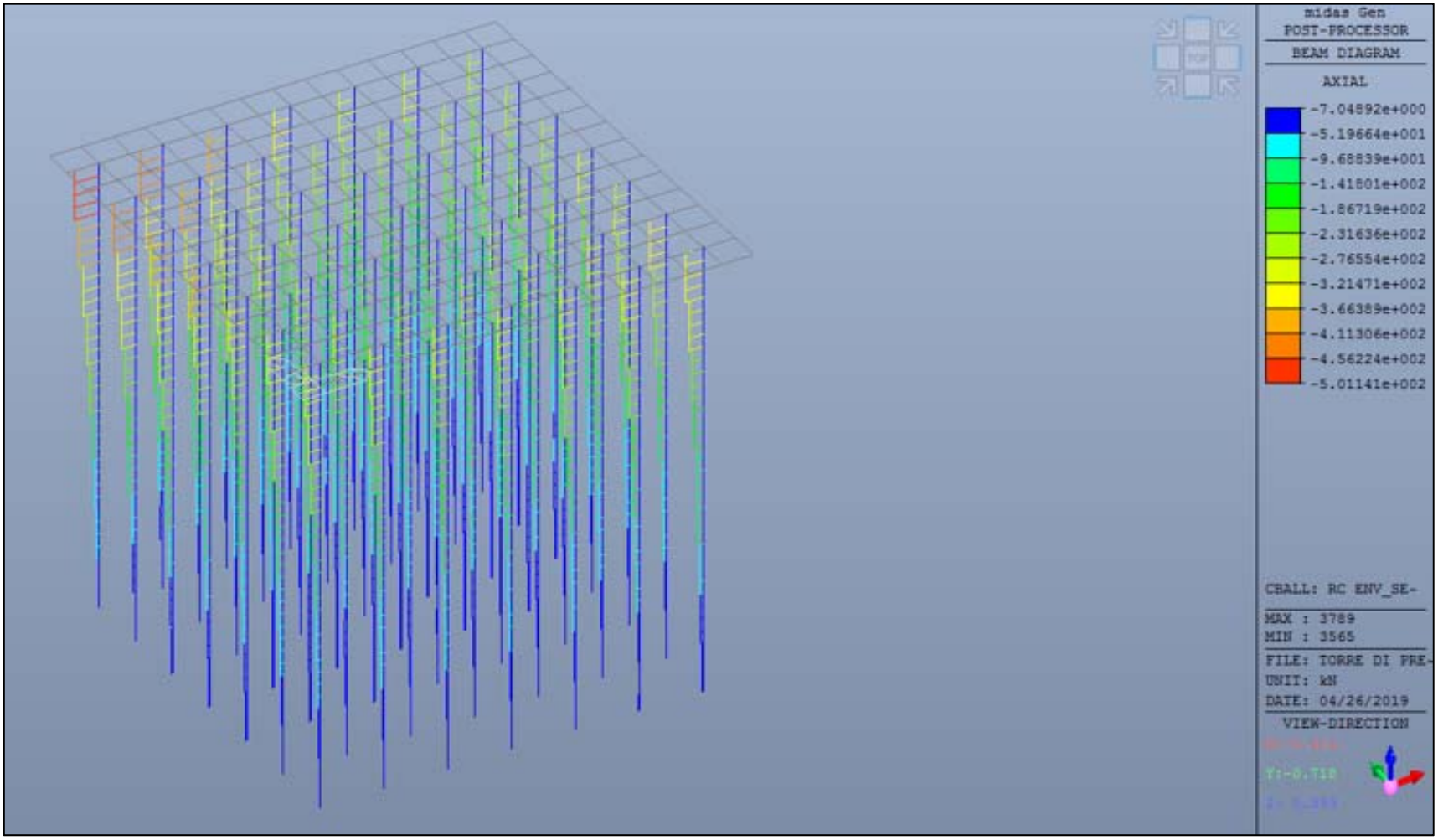


TAGLIO

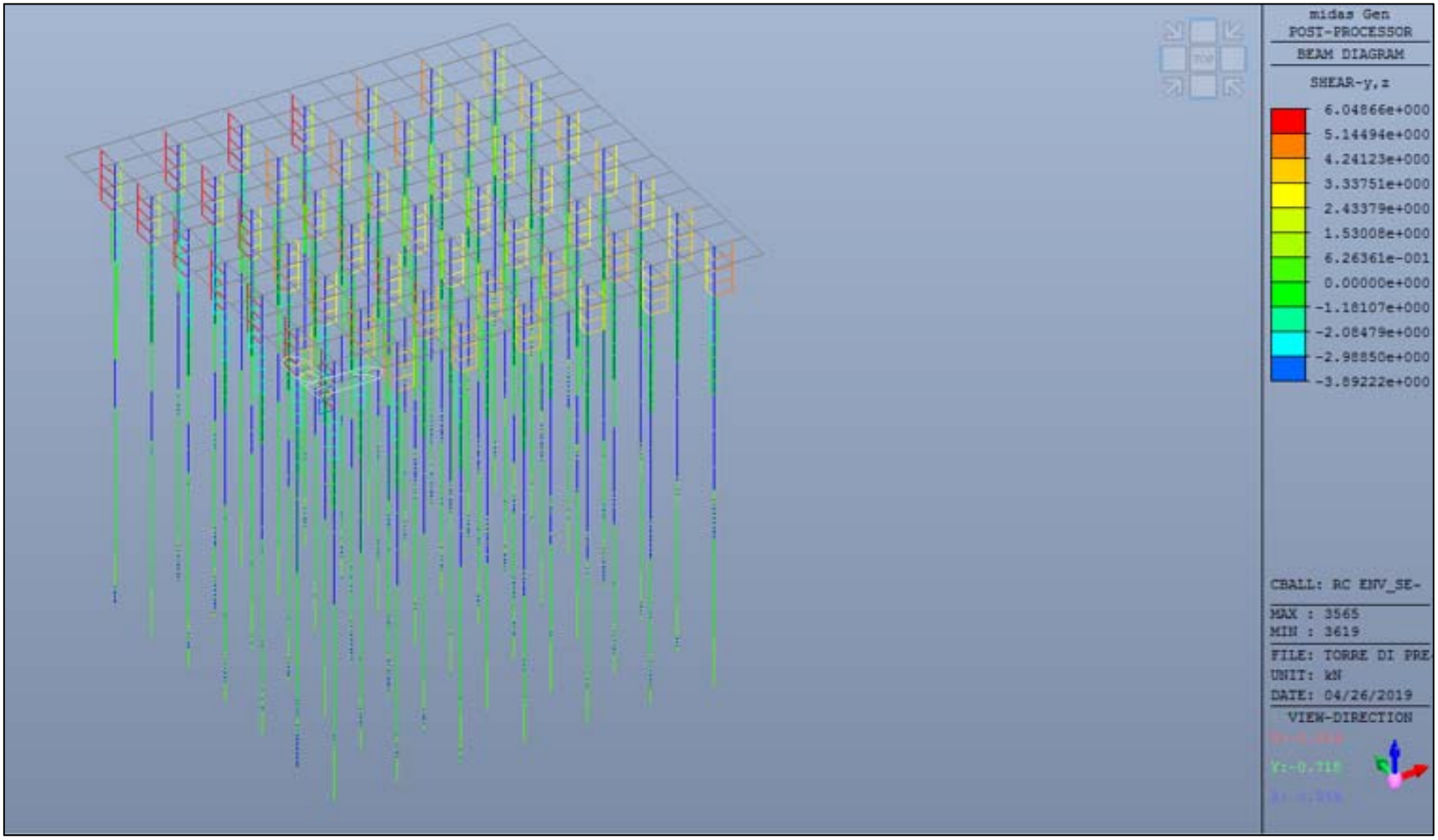

midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-y,z
9.04006e+000
7.62285e+000
6.20564e+000
4.78842e+000
3.37121e+000
1.95400e+000
0.00000e+000
-8.80426e-001
-2.29764e+000
-3.71485e+000
-5.13206e+000
-6.54928e+000
CBALL: RC ENV_ST-
MAX : 3565
MIN : 3619
FILE: TORRE DI PRE-
UNIT: kN
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

SOLLECITAZIONI MICROPALI – SLE

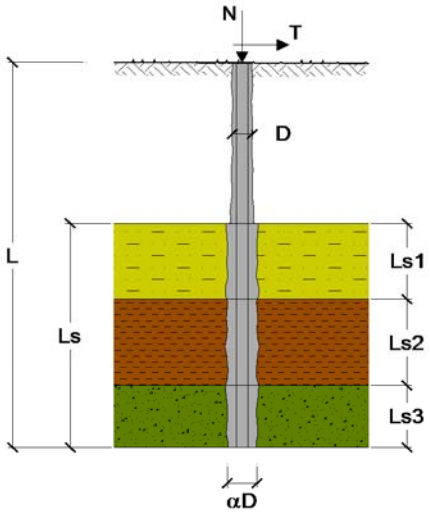
ASSIALE



TAGLIO


midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-y,z
6.04866e+000
5.14494e+000
4.24123e+000
3.33751e+000
2.43379e+000
1.53008e+000
6.26361e-001
0.00000e+000
-1.18107e+000
-2.08479e+000
-2.98850e+000
-3.89222e+000
CBALL: RC ENV_SE-
MAX : 3565
MIN : 3619
FILE: TORRE DI PRE
UNIT: kN
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

OPERA: Micropali di fondazione opera di presa



DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	700.00	0.00	700.00
T (kN)	9.00	0.00	9.00

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\,traz}$
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	○	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		◉	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1 ○	2 ◉	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	DM88 ○	prog. ○
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.24 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

○ IPE ○ INP ○ HEA ○ HEB ○ HEM ◉ Tubi ○ ALTRO

IPE 180 | INP 160 | HEA 300 | HEB 160 | HEM 200 | ø168,3 x 8,0

ø168,3 x 8,0

Area dell'armatura (Aarm): 4029 (mm^2)

Area a taglio (Ataglio): (mm^2)

Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 1.297E+07 (mm^4)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 154'162 (mm^3)

Dimensione Armatura (Darm): (mm)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (fy): 355 (N/mm^2)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm^2)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm^2)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 400.0 (MN/m^3)

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 1.723 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 2.61 (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

σ = *N/Aarm +/- M/Warm*

τ = *2*T/Aarm*

σ_{max} = 190.69 *(N/mm²)* σ_{min} = 156.81 *(N/mm²)*

τ = 4.47 *(N/mm²)*

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\ \tau^2)^{0,5}$

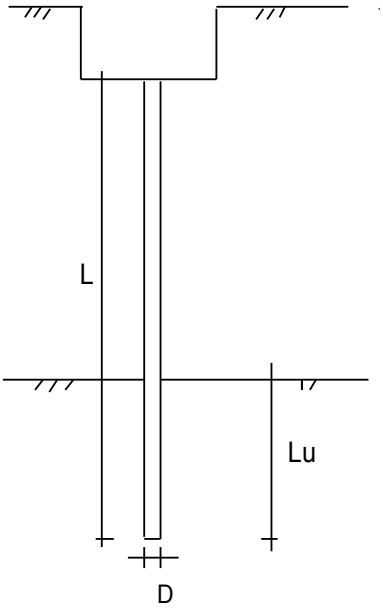
σ_{id} = 190.85 *(N/mm²)* **verifica soddisfatta**

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Micropali di fondazione opera di presa

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0,24	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	700,00	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	9,00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	8,00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	2500000	(kN/m^2)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$\delta = \beta * Pmax / E * Lu$

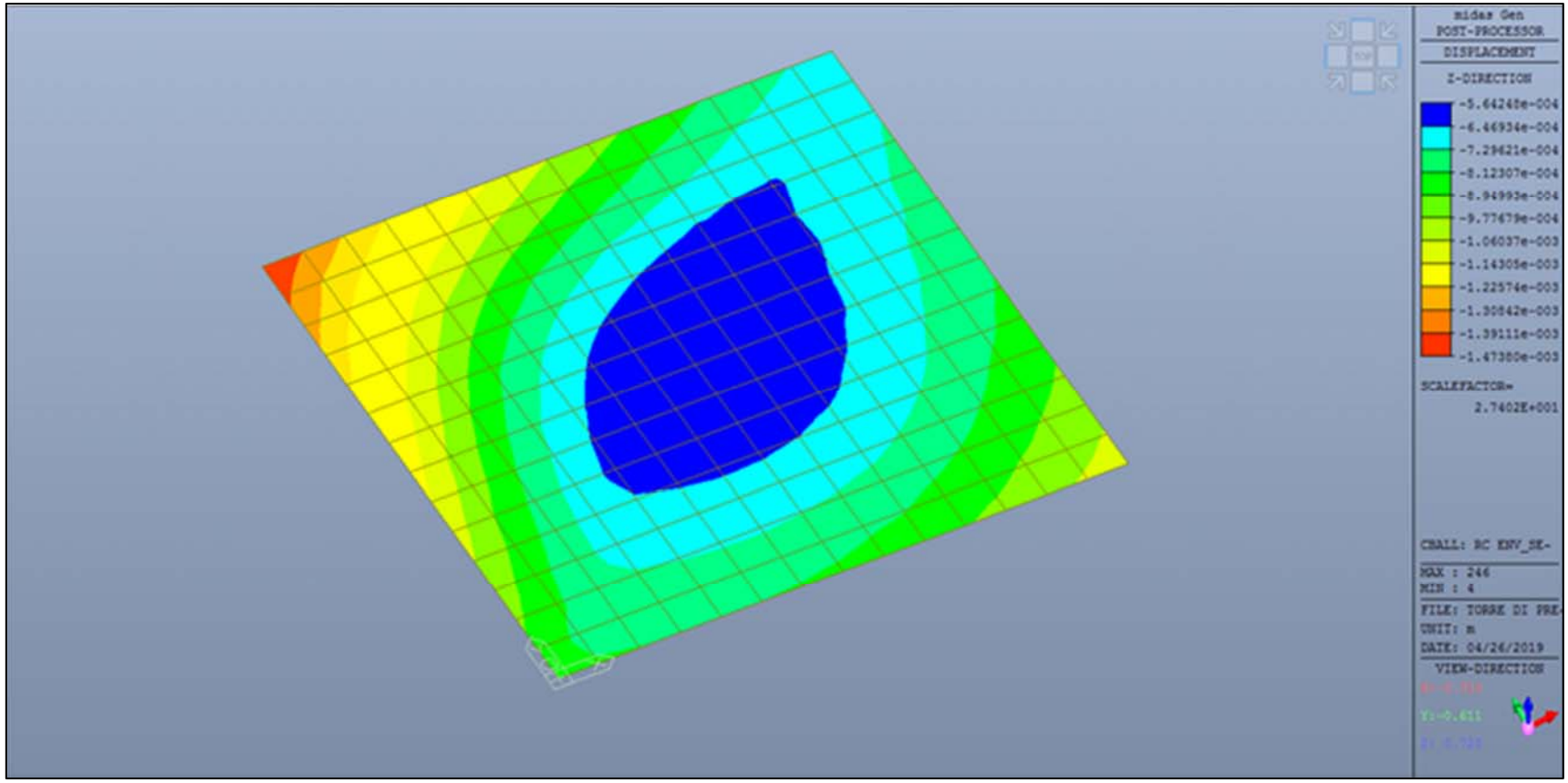
Coefficiente di forma

$\beta =$ 0,5 + Log(Lutile / D): 2,02 (-)

Cedimento del palo

$\delta = \beta * Pmax / E * Lu$ **0,07 (mm)**

CEDIMENTI COMPLESSIVI FONDAZIONE



Si ottengono, quindi, cedimenti su ciascun micropalo di entità praticamente trascurabile. I valori di cedimento in esercizio relativi alla platea di fondazione nel suo complesso risultano, quindi, limitati (valore massimo pari a circa 1,5 mm).

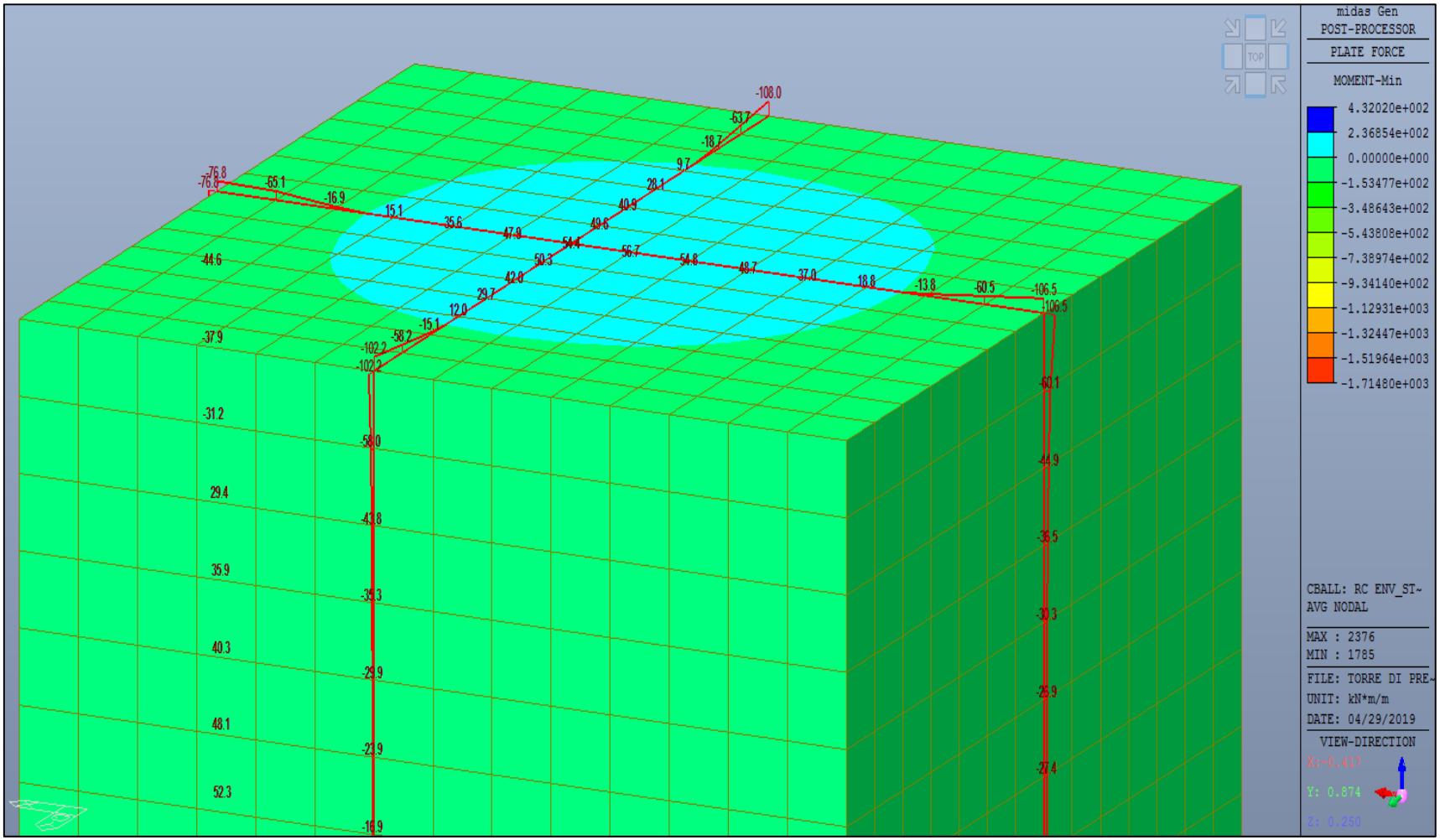
Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono, dunque, essere ritenuti del tutto compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità delle opere progettualmente previste.

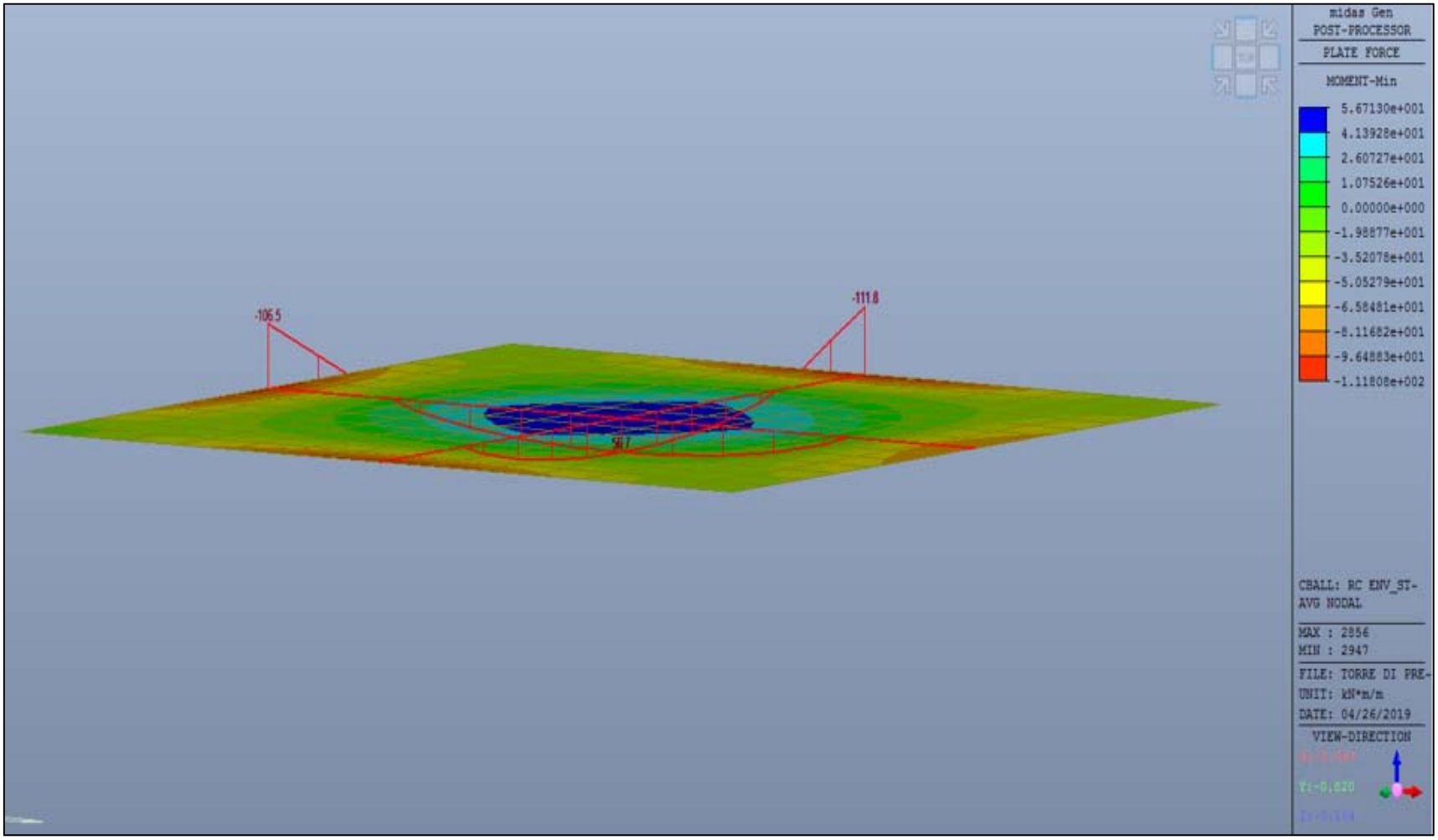
VERIFICA SOLETTA SUPERIORE

DATI

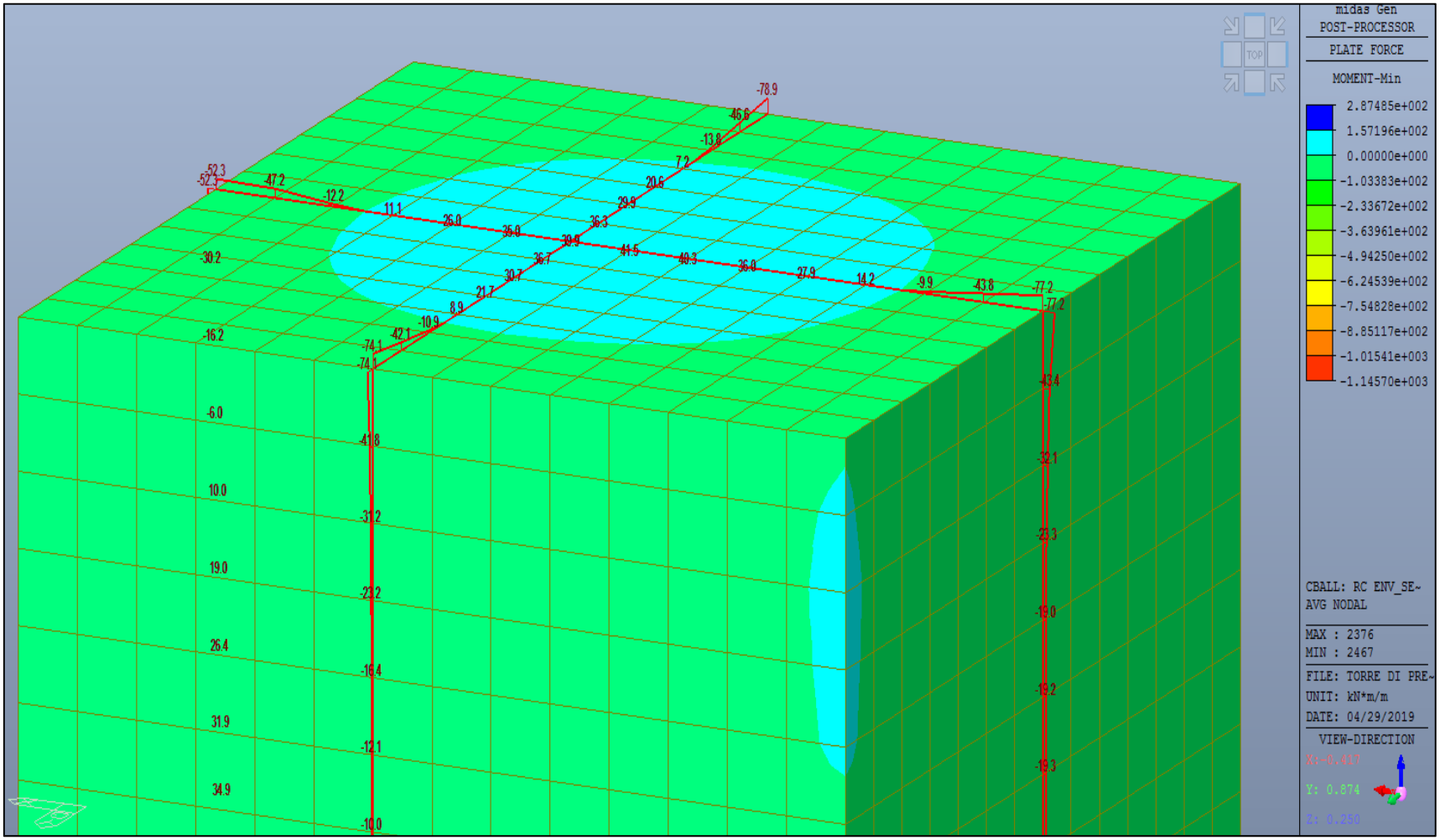
Altezza sezione	h	0.30	m
Larghezza sezione	b	1.00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	60	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.06	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.24	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per ε_c=3,5‰)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per ε_c=3,5‰)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	110.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	130.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	60.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	80.0	kNm

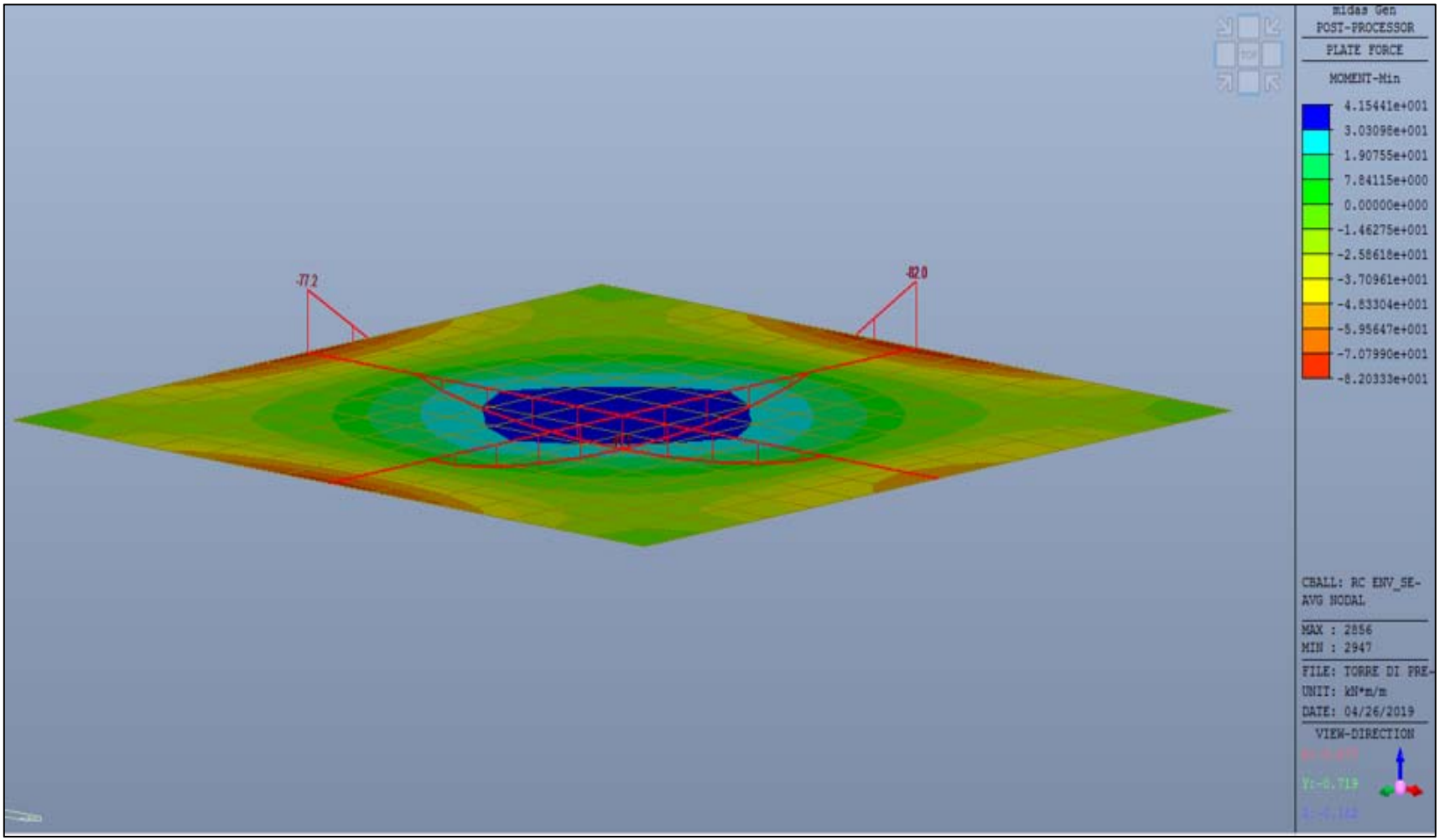
VERIFICA SLU



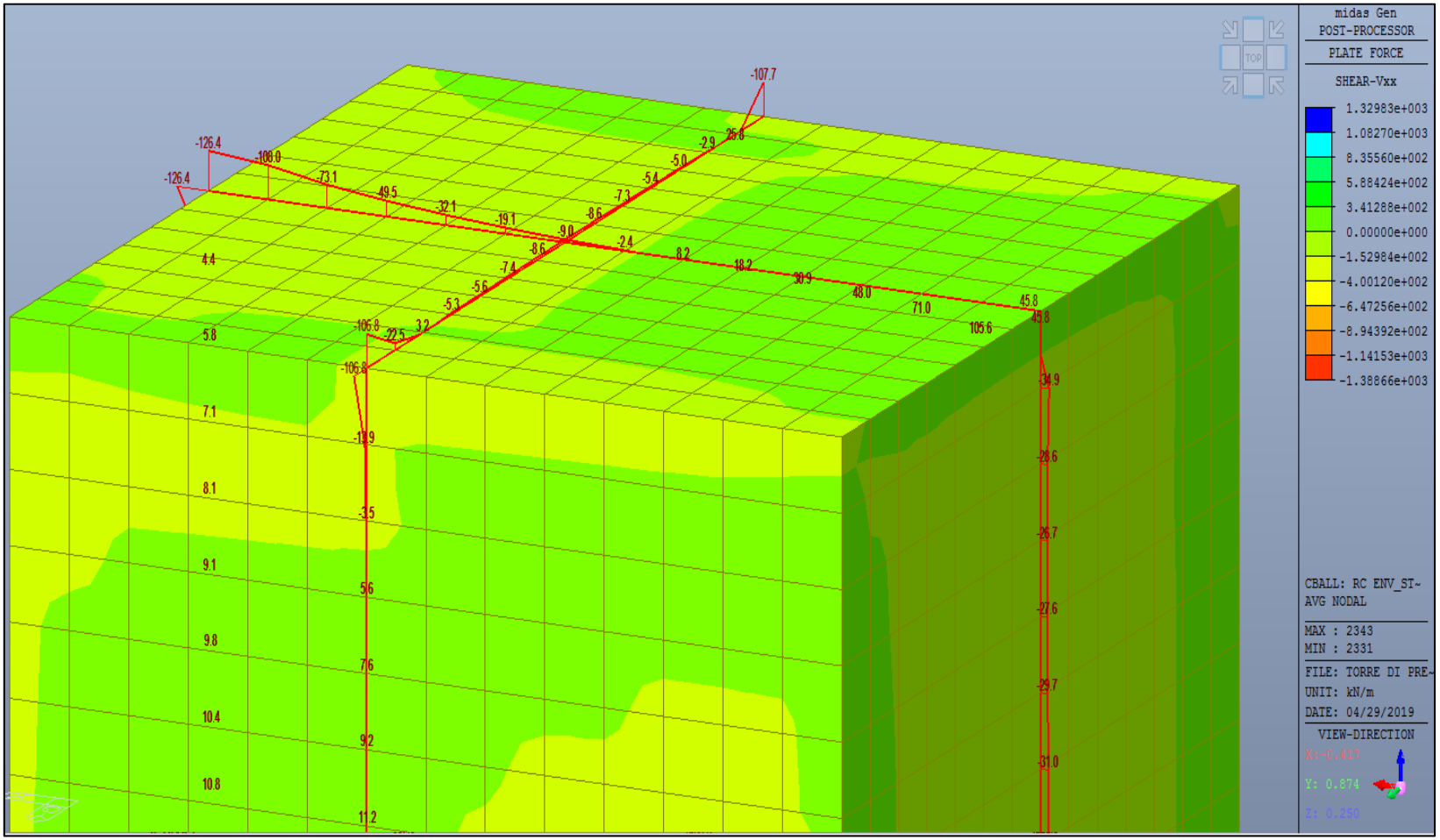

-106.5
-111.8
-51.7
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
5.67130e+001
4.13928e+001
2.60727e+001
1.07526e+001
0.00000e+000
-1.98877e+001
-3.52078e+001
-5.05279e+001
-6.58481e+001
-8.11682e+001
-9.64883e+001
-1.11808e+002
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 2856
MIN : 2947
FILE: TORRE DI PRE-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

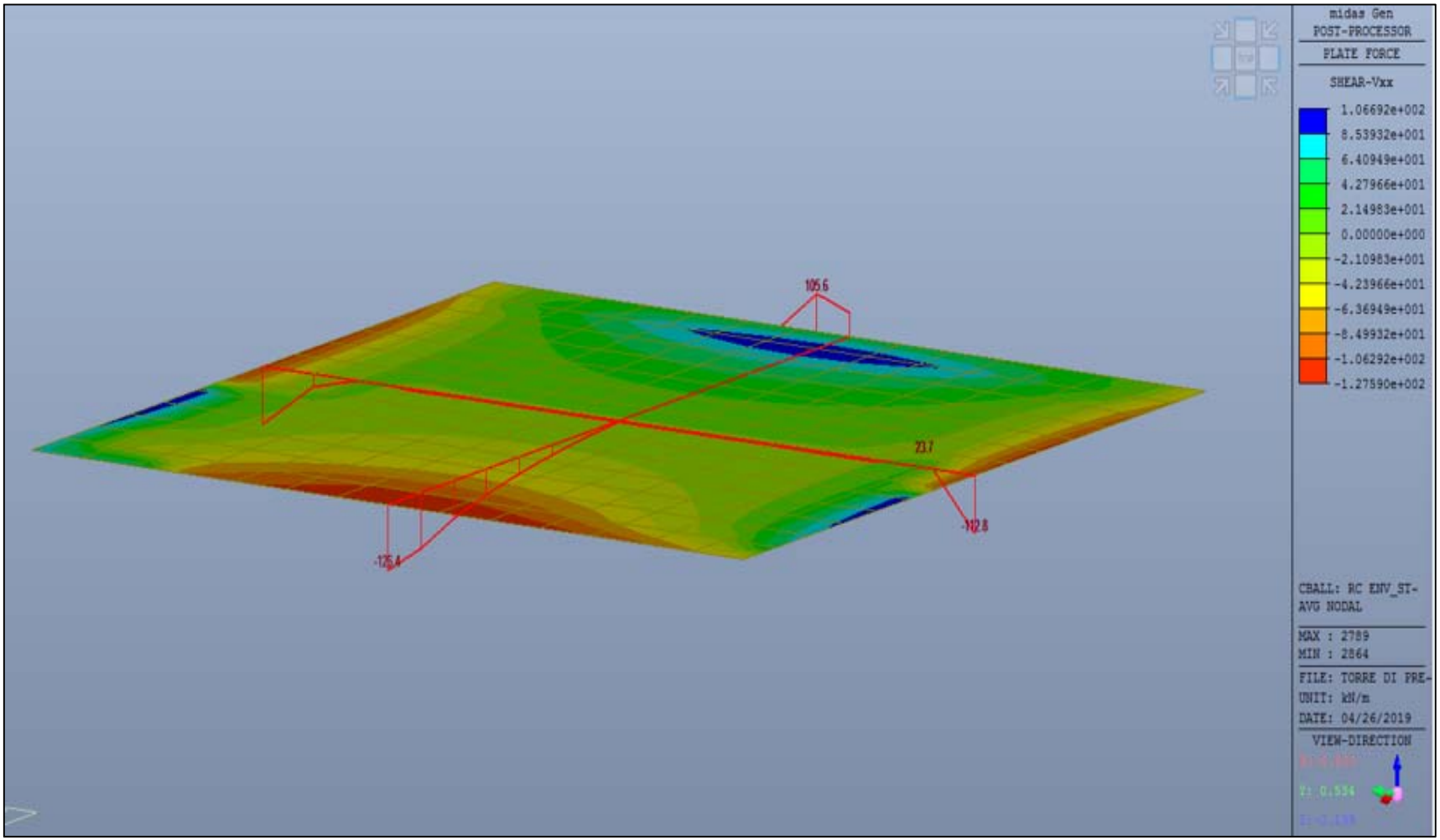
VERIFICA SLE




-77.2
-82.0
Midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
4.15441e+001
3.03098e+001
1.90755e+001
7.84115e+000
0.00000e+000
-1.46275e+001
-2.58618e+001
-3.70961e+001
-4.83304e+001
-5.95647e+001
-7.07990e+001
-8.20333e+001
CBALL: RC ENV_SE-
AVG NODAL
MAX : 2856
MIN : 2947
FILE: TORRE DI PRE-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

VERIFICA A TAGLIO




105.6
23.7
-112.8
-125.4
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
SHEAR-Vxx
1.06692e+002
8.53932e+001
6.40949e+001
4.27966e+001
2.14983e+001
0.00000e+000
-2.10983e+001
-4.23966e+001
-6.36949e+001
-8.49932e+001
-1.06292e+002
-1.27590e+002
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 2789
MIN : 2864
FILE: TORRE DI PRE-
UNIT: kN/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURE

Risultante delle forze di compressione	C	494,4	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,044	m
Momento resistente	M_{Rd}	110,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	$\xi=x/d$	0,182	/
Area minima da normativa	A_{min}	360	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	1264	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1264	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	2,5	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1508	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	16	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1508	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	56	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0114	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,0002297	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	48	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-638115	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	589614	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	48501	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,235	/
Momento resistente	M_{Rd}	130,0	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	110,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	300	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	240	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	60	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	300000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	60000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	80000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	2600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	231	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	2,10	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10169	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	20,65	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1508	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	60	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	397969109	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	9,07	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	181	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	0	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	12,09	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	241	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	0	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	90	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	961472357	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	5,63	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	193	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	7,51	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	257	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	181	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	80	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	79952	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,019	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00057	/
Ricoprimento dell'armatura	c	60	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	205	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,198	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

VERIFICA A TAGLIO

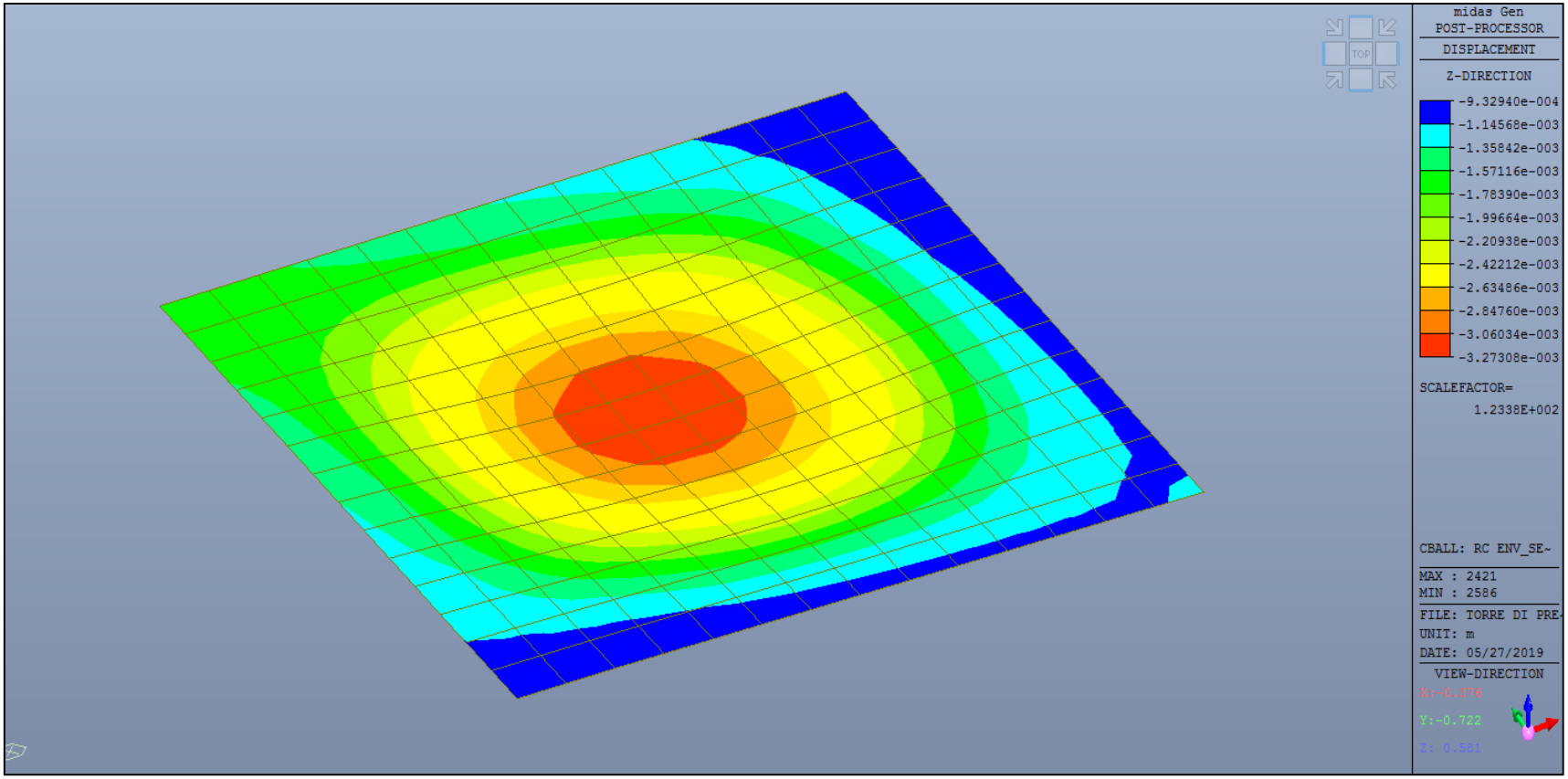
CORDOLO C1

Altezza sezione	h	0.30	m
Larghezza sezione	b	0.80	m

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	Cotgα	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78,5	mm^2
Numero bracci	n	4	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di Cotgθ deve essere compreso tra: $1 \leq Cotg\theta \leq 2,5$ ($21,8° \leq \theta \leq 45°$)	Cotgθ	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1570	mm^2
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1657	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	422	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-1235	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	130,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclianzione staffe	α	90	gradi
Inclianzione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di priastra)	A_{sw}/s	1040	mm^2/m
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78,5	mm^2
Numero bracci	n	4	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	4	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1,33333333	/
Passo aramtura al taglio	s	75	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1570	mm^2/m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	10	mm
Area armatura	A	79	mm^2

Si riporta, infine, il grafico della deformata della soletta, dal quale si possono evincere valori massimi di delfessione pari a circa 3 mm, i quali sono da ritenersi pienamente compatibili con l'uso e la funzionalità in esercizio della struttura.



8.2 Locale tecnico in corrispondenza della torre di presa

La valutazione della sicurezza globale e la verifica del locale tecnico in progetto è stata condotta secondo i principi fondamentali ed alla metodologia semplificata prevista dai capitoli 4 e 7 delle N.T.C., con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura e accertando, in particolare, che:

- le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità;
- nessuna altezza interpiano sia superiore a 3,5;
- il numero di piani non sia superiore a 3 (entro e fuori terra) per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata;
- la planimetria dell'edificio sia inscrivibile in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;
- la snellezza della muratura, secondo l'espressione 4.5.1 delle N.T.C.-2018, non sia in nessun caso superiore a 12;
- il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m^2;
- in ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della *Tab. 7.8.II*. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75% della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti);
- almeno il 75% dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali;
- in ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per pareti in muratura armata;
- per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non sia inferiore ai valori indicati nella *tabella 7.8.II* delle N.T.C.-2018, in funzione del numero di piani della costruzione (massimo 3) e della sismicità del sito, per ciascuna delle due direzioni principali ortogonali (x e y):

Le resistenze di progetto impiegate per le verifiche sulla **muratura portante** sono le seguenti:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$$

dove:

- f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura, assunta pari a 4,7 N/mm^2 (rif. *tabella 11.10.VI delle N.T.C.*);
- f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, assunta pari a 0,2 N/mm^2 (rif. *tabella 11.10.VIII delle N.T.C.*);
- γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, in funzione delle classi di esecuzione più avanti precisate, e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II, assunto pari a 4,2 per le verifiche alle azioni statiche e pari a 2,0 per le verifiche alle azioni sismiche, ai sensi del *paragrafo 7.8.1.1 delle N.T.C. 2018*.

Con riferimento, quindi, al *paragrafo 4.3* si ha che la **resistenza assunta per la muratura in progetto** vale:

$$f_d = f_k / \gamma_{Mst} \cong 1{,}10 \text{ N/mm}^2 \qquad \text{per le verifiche statiche}$$

$$f_d = 0{,}25 \cdot f_k / \gamma_{Msis} \cong 0{,}55 \text{ N/mm}^2 \qquad \text{per le verifiche sismiche}$$

La verifica di sicurezza globale dei vari locali tecnici progettualmente previsti, considerate anche le loro limitate dimensioni e regolarità in pianta e in altezza, oltre che la semplicità costruttiva, è stata condotta mediante il medoto semplificato previsto dai *paragrafi 4.5.6.4, 7.2.2 e 7.8.1.9* delle N.T.C.-2018, adottando e verificando le regole costruttive di dettaglio previste dal *paragrafo 7.8.1.9 e* dalla *tabella 7.8.II*. Per la condizione sismica si è, quindi, proceduto ad un'analisi globale semplificata di ciascuna costruzione con riferimento ai limiti indicati dalla *tabella 7.8.II delle N.T.C.* e verificando il soddisfacimento delle seguenti condizioni:

$$\sigma = \frac{N}{0{,}65 \cdot A} < \frac{f_k}{\gamma_M} \qquad \text{per la condizione statica}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} < 0{,}25 \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \qquad \text{per la condizione sismica}$$

in cui N è il carico verticale totale alla base del piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma G = \gamma Q = 1$ della combinazione caratteristica), A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano e f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura sopra definita.

Relativamente all'azione sismica nei calcoli si è fatto riferimento ad un'*azione pseudo- statica equivalente* calcolata come segue:

$$P_s = a_{g,\max(SLV)} \cdot S \cdot W$$

dove:

$a_{g,max\ (SLV)}$ è accelerazione massima attesa precedentemente calcolata, per lo stato limite ultimo considerato (SLV);

S = S_S e S_T dove S_S ed S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica precedentemente definiti;

W è il "*peso sismico*" della struttura, assunto pari a G (carichi permanenti strutturali e portati) + 0,3 · Q (azioni variabili per relativo coefficiente di combinazione sismica).

Vista la semplicità costruttiva, le dimensioni limitate del fabbricato in questione e l'analisi sismica globale già condotta per la torre di presa, non si è ritenuto necessario eseguire verifiche più approfondite e dettagliate condotte, ad esempio, attraverso metodi di analisi statica non lineare (push-over).

Il dimensionamento delle fondazioni non risulta necessario in quanto il locale tecnico è supportato direttamente dalle pareti della torre di presa, alle quali sono già state trasferite le azioni trasmesse dal fabbricato nell'ambito del modello di calcolo globale.

Condizioni di verifica semplificata edifici in progetto:

- Zona sismica: 3.
- Classe d'uso: III (V_N = 100 anni).
- Categoria stratigrafica sottosuolo: B.
- Categoria topografica. T1.
- Accelerazione sismica di picco del terreno (a SLV): 0,158 g.
- Resistenza caratteristica muratura (f_m): 4,7 MPa.
- γ_M muratura per verifica ai carichi verticali statici: 4,2.
- γ_M muratura per verifica sismica: 2,0.

La figura seguente riporta lo schema murario resistente considerato nelle verifiche:

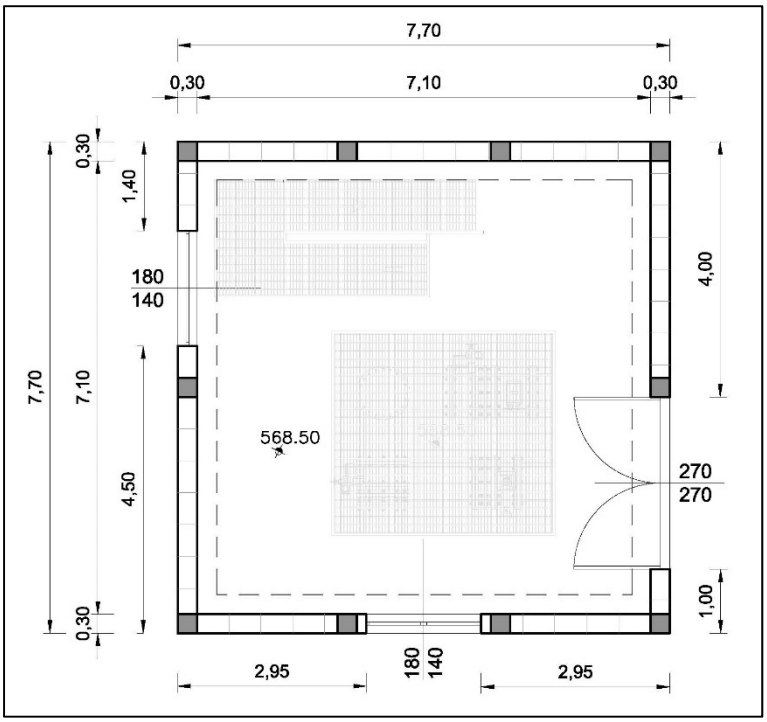


Figura 23 - Schema murario resistente locale tecnico di controllo torre di presa.

I risultati di tali verifiche sono, quindi, riportati nelle tabelle sottostanti:

TIPO DI VERIFICA			
Condizioni per carichi non sismici, ovvero statici (punto 4.5.6.4 NTC 2018)		**SI**	**NO**
1	dimensione dei setti (lunghezza e snellezza), considerati per le verifiche, rispettano quanto previsto dalle NTC 2018 al punto 4.5.4	**X**	
2	le pareti strutturali sono continue da fondazione a sommità dell'edificio	**X**	
3	nessuna altezza di interpiano è superiore a 3.5 metri	**X**	
4	la planimetria dell'edificio è inscrivibile in un rettangolo con rapporti tra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3	**X**	
5	il carico variabile per i solai non è superiore a 3.00 kN/m²	**X**	
Condizioni per carichi sismici (punto 7.8.1.9 NTC 2018)		**SI**	**NO**
6	l'edificio è sufficientemente regolare in pianta ed in elevazione	**X**	
7	tutte le pareti strutturali sono continue da fondazione a sommità dell'edificio	**X**	
8	sono presenti, nelle due direzioni principali del sisma, almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione dell'edificio nella medesima direzione e con distanza reciproca non inferiore al 75% della dimensione ortogonale	**X**	
9	il 75% dei carichi verticali è portato da pareti resistenti alle azioni sismiche	**X**	
10	l'interasse massimo tra le pareti è inferiore ai valori previsti da normativa (9 m)	**X**	

Tabella 18 – Condizioni per verifica semplificata edifici in progetto alle azioni statiche e sismiche.

VERIFICA SEMPLIFICATA EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE

CONDIZIONE STATICA

DATI:

continuità pareti-fondazioni	SI	
H max interpiano =	3.00	m
N° piani totale =	1	
$a_{g,SLV}$ =	0.158	g
$S_{e,TB}$ =	0.418	g
B =	7.7	m
b =	7.7	m
b/B =	1.00	> 1/3 = 0.33
Sp. muratura =	0.30	m
Distanza max muri (interasse) =	7.4	≤ 9
Snellezza muri =	10.0	≤ 15
Resistenza a compressione singolo elemento fbk =	8.0	N/mmq
Classe malta	M10	
Resistenza a compressione muratura fk =	4.7	N/mmq
$\gamma_{m,statica}$ =	4.2	
Resistenza di progetto fd =	1.10	N/mmq
Area totale piano terra =	59.3	mq
Area totale copertura =	71.1	mq
Perimetro edificio =	30.8	ml

SETTI IN DIREZIONE X					
Setto	sigla	spessore [m]	lunghezza [m]	h [m]	Area [mq]
1	X1	0.30	2.80	3.00	0.84
2	X2	0.30	2.80	3.00	0.84
3	X3	0.30	7.40	3.00	2.22
			13.0		3.90
	TOTALE % X =	6.58%	> 4,5%	**VERIFICATO**	

SETTI IN DIREZIONE Y					
Setto	sigla	spessore [m]	lunghezza [m]	h [m]	Area [mq]
4	Y1	0.30	4.30	3.00	1.29
5	Y2	0.30	1.20	3.00	0.36
6	Y3	0.30	1.00	3.00	0.30
7	Y4	0.30	3.80	3.00	1.14
			10.3		3.09
	TOTALE % Y =	5.21%	> 4,5%	**VERIFICATO**	

Atot = **7.0** mq

ANALISI DEI CARICHI:

Carichi variabili: "Q"				
$Q_{1\text{-variabile copertura}}$	2.0	kN/mq	142.3	kN
$Q_{2\text{-neve copertura}}$	2.5	kN/mq	88.9	kN
$Q_{3\text{-vento}}$	1.5	kN/mq	64.0	kN
TOTALE Q			295.3	kN
Carichi permanenti: "G"				
$G_{copertura}$	2.0	kN/mq	142.3	kN
$G_{proprio\ muri\ PT}$	20.0	kN/mc	503.3	kN
TOTALE G			645.6	kN
TOTALE Q + G			940.8	kN
Peso sismico equivalente PS = 0.418 x (G)			269.9	kN
		TOTALE	**940.8**	**kN**

VERIFICA TENSIONE MEDIA $\sigma_{med,muri}$ = 207.1 kN/mq
(al piede della muratura) 0.21 N/mmq < σamm = 1.10 N/mmq
2.07 kg/cmq **Fs =** **5.3**
VERIFICATO

VERIFICA TENSIONE MAX $\sigma_{max,muri}$ = 232.7 kN/mq
(fascia di 1,0 m sotto carroponte) 0.23 N/mmq < σamm = 1.10 N/mmq
2.33 kg/cmq **Fs =** **4.7**
VERIFICATO

VERIFICA SEMPLIFICATA EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE

CONDIZIONE SISMICA

DATI:

continuità pareti-fondazioni	SI	
H max interpiano =	3.00	m
N° piani totale =	1	
$a_{g,SLV}$ =	0.158	g
$S_{e,TB}$ =	0.418	g
B =	7.7	m
b =	7.7	m
b/B =	1.00	> 1/3 = 0.33
Sp. muratura =	0.30	m
Distanza max muri (interasse) =	7.4	≤ 9
Snellezza muri =	10.0	≤ 15
Resistenza a compressione singolo elemento fbk =	8.0	N/mmq
Classe malta	M10	
Resistenza a compressione muratura fk =	4.7	N/mmq
$\gamma_{m,sismica}$ =	2.0	
Resistenza di progetto fd =	0.55	N/mmq
Area totale piano terra =	59.3	mq
Area totale copertura =	71.1	mq
Perimetro edificio =	30.8	ml

SETTI IN DIREZIONE X

Setto	sigla	spessore [m]	lunghezza [m]	h [m]	Area [mq]
1	X1	0.30	2.80	3.00	0.84
2	X2	0.30	2.80	3.00	0.84
3	X3	0.30	7.40	3.00	2.22
			13.0		3.90
	TOTALE % X =	6.58%	> 4,5%	**VERIFICATO**	

SETTI IN DIREZIONE Y

Setto	sigla	spessore [m]	lunghezza [m]	h [m]	Area [mq]
4	Y1	0.30	4.30	3.00	1.29
5	Y2	0.30	1.20	3.00	0.36
6	Y3	0.30	1.00	3.00	0.30
7	Y4	0.30	3.80	3.00	1.14
			10.3		3.09
	TOTALE % Y =	5.21%	> 4,5%	**VERIFICATO**	

Atot = **7.0** mq

ANALISI DEI CARICHI:

Carichi variabili: "Q"				
$Q_{1\text{-variabile copertura}}$	2.0	kN/mq	71.1	kN
$Q_{2\text{-neve copertura}}$	2.5	kN/mq	35.6	kN
$Q_{3\text{-vento}}$	1.5	kN/mq	21.3	kN
TOTALE Q			128.1	kN
Carichi permanenti: "G"				
$G_{copertura}$	2.0	kN/mq	142.3	kN
$G_{proprio\ muri\ PT}$	20.0	kN/mc	503.3	kN
TOTALE G			645.6	kN
TOTALE Q + G			773.6	kN
Peso sismico equivalente PS = 0.418 x (G)			269.9	kN
		TOTALE	**1043.5**	**kN**

VERIFICA TENSIONE MEDIA $\sigma_{med,muri}$ = 149.3 kN/mq
(al piede della muratura) 0.15 N/mmq < σamm = 0.55 N/mmq
1.49 kg/cmq **Fs =** **3.7**
VERIFICATO

VERIFICA TENSIONE MAX $\sigma_{max,muri}$ = 195.9 kN/mq
(fascia di 1,0 m sotto carroponte) 0.20 N/mmq < σamm = 0.55 N/mmq
1.96 kg/cmq **Fs =** **2.8**
VERIFICATO

RIEPILOGO DEI RISULTATI DI CALCOLO E DELLE VERIFICHE

Verifica semplificata per carichi verticali – azioni statiche

Ver. (S/N)	Analisi	Ap (m²)	ApX' (m²)	Par.X' (%)	Par.lim.X' (%)	ApY' (m²)	Par.Y' (%)	Par.lim.Y' (%)	Sigma (MPa)	S max (MPa)
Sì	Piano n. 1	59.3	3.9	6.6	4.5	3.1	5.2	4.5	0.23	1.10

Verifica semplificata per azioni sismiche

Ver. (S/N)	Analisi	Ap (m²)	ApX' (m²)	Par.X' (%)	Par.lim.X' (%)	ApY' (m²)	Par.Y' (%)	Par.lim.Y' (%)	Sigma (MPa)	S max (MPa)
Sì	Piano n. 1	59.3	3.9	6.6	4.5	3.1	5.2	4.5	0.20	0.55

Tabelle 19 e 20 – Verifica parametri tabella 7.8.II delle N.T.C.-2018 e tensioni di piano.

EDIFICIO VERIFICATO AI CARICHI NON SISMICI (STATICI) E SISMICI

VERIFICA DELL'ORDITURA PRINCIPALE DELLA COPERTURA IN LEGNO

Si riportano, infine, nel seguito le verifiche strutturali a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio riferite alla copertura del locale tecnico, prevista con orditura principale in legno massiccio da costruzione Uso Fiume / Uso Trieste.

Le verifiche sono state condotte con riferimento alle condizioni di calcolo più gravose sugli elementi principali dell'orditura (trave di colmo e puntoni) caratterizzati dalle seguenti sezioni geometriche, classi di resistenza e luci di calcolo:

- **Puntoni: sez. cm 19 x 19; classe C24; luce di calcolo 4,0 m**
- **Trave di colmo: sez. cm 38 x 38; classe C30; luce di calcolo 7,4 m**

CALCOLO COPERTURA IN LEGNO LOCALE TECNICO

NB: Le verifiche di resistenza nel seguito riportate sono state condotte con riferimento al paragrafo 4.4 del D.M. 17.01.2018 e ipotizzano un comportamento strutturale lineare sia per le relazioni tensioni-deformazioni, sia per l'analisi delle sollecitazioni.

PARAMETRI DI RESISTENZA E RIGIDEZZA

Legno massiccio da costruzione		***Travi***	***Puntoni***
Classe di resistenza		**C30**	**C24**
Resistenze in Mpa			
flessione	f_{mk}	30.00	24.00
trazione parallela fibratura	$f_{t,0,k}$	18.00	14.00
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.60	0.50
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	23.00	21.00
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.70	2.50
taglio	$f_{v,k}$	3.00	2.50
Modulo elastico in Gpa			
medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	12.00	11.00
caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	8.00	7.40
medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.40	0.37
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.75	0.69
Massa volumica in kg/m³			
massa volumica media	ρ_m	460	420

CLASSE DI SERVIZIO

La copertura in progetto è classificabile in "classe di servizio 2"

poiché caratterizzato da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l' 85% solo per poche settimane all'anno.

Il coefficiente di correzione k_{mod} della resistenza è definito in funzione della classe di durata del carico, come indicato nella tabella seguente,

Classe di durata del carico	Durata cumulata del carico	Esempio di carico
Permanente	più di 10 anni	peso proprio
Lunga durata	da 6 mesi a 10 anni	carico esercizio di depositi, archivi, ecc
Media durata	da 1 settimana a 6 mesi	carico di esercizio in generale
Breve durata	meno di una settimana	neve* e vento
Istantaneo		sisma, eventi eccezionali

* in zone climatiche dove si registrano carichi di neve per periodi prolungati è opportuno considerare una parte del carico come di media durata.

Il valore è desunto dalla tabella sotto riportata, ricordando che, se una combinazione di carico comprende azioni di differenti classi di durata di carico è opportuno scegliere un valore di kmod che corrisponde all'azione di minore durata e, in ogni caso, più gravosa ai fini delle verifiche di resistenza

k_{mod}	Legno massiccio, legno lamellare, compensato		
Classe durata carico	Classe di servizio		
	1	2	3
Permanente	0.60	0.60	0.50
Lunga durata	0.70	0.70	0.55
Media durata	0.80	0.80	0.65
Breve durata	0.90	**0.90**	0.70
Istantaneo	1.10	1.10	0.90

La deformazione istantanea è calcolata usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.
La deformazione a lungo termine, per tener conto del comportamento reologico del legno, è calcolata, invece, utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti mediante il fattore:

$1/(1+k_{def}) =$ **0.556**

con k_{def} riportato in tabella:

K_{def}	Legno massiccio, legno lamellare, compensato		
Classe durata carico	**Classe di servizio**		
	1	2	3
kdef - Legno massiccio EN 14080	0.60	**0.80**	2.00

VALORI RESISTENTI

I valori resistenti del materiale vengono definiti come:

$f_{Rd} = k_{mod} \times f_k/\gamma_M$

con:

combinazioni fondamentali

$\gamma_M =$	**1.50**	***legno massiccio***
$\gamma_M =$	1.45	*legno lamellare*
$\gamma_M =$	1.50	*unioni*

combinazioni eccezionali

$\gamma_M =$ 1.00

AZIONI CONSIDERATE AI FINI DEL DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE

Sono considerate, agenti sulla struttura, le seguenti azioni di calcolo:

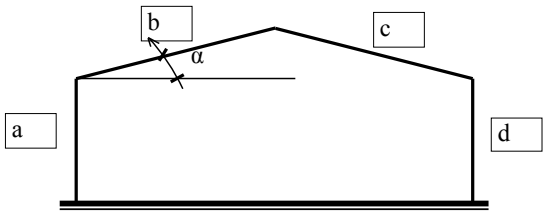
1) pesi propri strutturali
2) carichi permanenti portati dalla struttura
3) azioni variabili sulla copertura di breve durata: neve
4) azioni variabili sulla copertura di durata istantanea: vento
5) azioni variabili per operazioni di manutenzione sulla copertura (in alternativa a 3 e a 4)

ANALISI DEI CARICHI

Sovraccarico neve

altitudine edificio:	> 200 m s.l.m.		
qsk (Tr 100 anni) =	2.56	kN/m^2	
μ_i =	0.90		*coefficiente di forma della copertura*
ce =	1.10		*coefficiente di esposizione*
ct =	1.00		*coefficiente termico*
qs =	**2.50**	**kN/m^2**	

Azione del vento



α
20 °

I valori numerici per le singole superfici e per le combinazioni pressione-depressione interna sono riassunti nella tabella seguente:

	$q_{v,a}$	$q_{v,b}$	$q_{v,c}$	$q_{v,d}$
COEFFICIENTI DI FORMA	kN/m²	kN/m²	kN/m²	kN/m²
pressione esterna - c_{pe} = +0,8	0.75			
pressione esterna - c_{pe} = 0,8*(1+senα)		**1.00**		
depressione esterna - c_{pe} = -0,6			-0.55	-0.55
depressione interna - c_{pi} = -0,60+(α−15)/100	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50

Sovraccarico per manutenzione della copertura

Cat. H tabella 3.1.II N.T.C.-2018 - q_k =	1.00	kN/m^2

<u>Carichi permanenti portati</u>

Correnti:

b =	60	mm
h =	80	mm
A =	48	cm^2
J =	256.0	cm^4
Wx =	64	cm^3
massa volumica caratteristica	400	kg/m^3
interasse =	55	cm
peso proprio listelli =	0.03	kN/m^2

Manto di copertura e perlinatura:

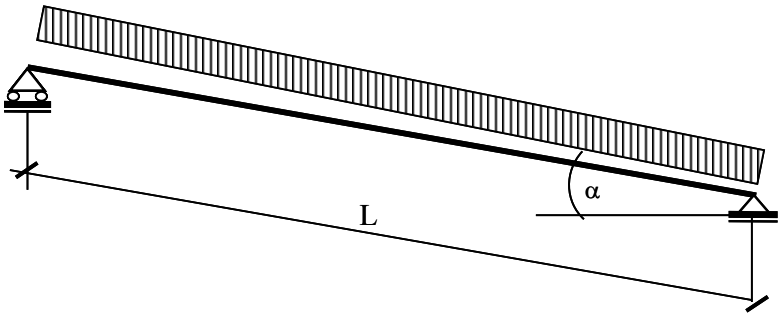
guaina + impermeabilizzante =	0.10	kN/m^2
perlinatura / tavolato =	0.12	kN/m^2
listellatura e manto di copertura =	0.50	kN/m^2
carico permanente portato totale =	**0.75**	**kN/m^2**
carico al metro lineare =	**0.42**	**kN/m**

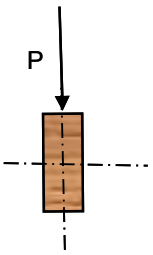
DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Puntoni

Qualità legno:	*Uso Fiume / Uso Trieste*	
classe di resistenza:	***C24***	
b =	190	mm
h =	190	mm
A =	361	cm^2
J =	10860.1	cm^4
Wx =	1143	cm^3
luce di calcolo =	4.00	m
massa volumica media =	420	kg/m^3
interasse =	90	cm
peso proprio puntoni =	0.17	kN/m^2
carico totale trasmesso dalla copertura =	0.75	kN/m^2
Totale carichi permanenti	**0.94**	**kN/m^2**
carico permanente al metro lineare =	**0.85**	**kN/m**
inclinazione elementi (α) =	20.0	°
cos (α) =	0.94	

Schena statico:





Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche a SLU (STR)

Coefficiente azioni permanenti - γG =	1.3
Coefficiente azioni variabili - γQ =	1.5

SLU - combinazione fondamentale		
Azione variabile neve: $\gamma Q_1 \cdot Q_{k1}$ =	3.17	kN/m
Azione variabile vento: $\gamma Q_2 \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2}$ =	0.81	kN/m
Azioni permanenti + p. proprio: $\gamma G \cdot G$ =	1.04	kN/m
Azione di calcolo: Sdu =	**5.02**	**kN/m**
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO		
Momento flettente max Mdu =	**10.03**	**kN*m**
Taglio max Tdu =	**10.03**	**kN**

SLE - combinazione rara		
Azione variabile neve: Q_{k1} =	2.11	kN/m
Azione variabile vento: $\Psi_{02} \cdot Q_{k2}$ =	0.54	kN/m
Azioni permanenti + p. proprio: G =	0.80	kN/m
Azione di calcolo: Sde =	**3.45**	**kN/m**

Progetto della sezione:

Kmod = 0.90 breve durata

VERIFICA A FLESSIONE

sigma max = 8.78 N/mm^2

fm,d = 14.40 N/mm^2

σ/f_{md} = 61% ***VERIFICATO***

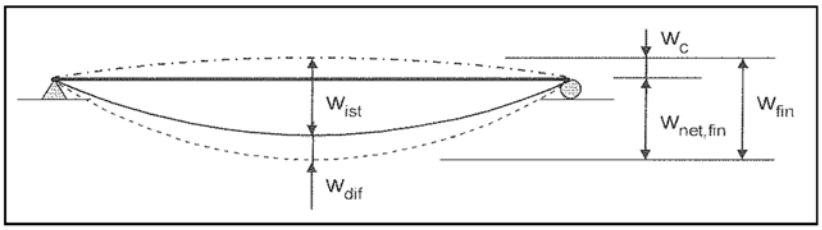
VERIFICA A TAGLIO

tau max = 0.42 N/mm^2

fv,d = 1.55 N/mm^2

τ/f_{vd} = 27% ***VERIFICATO***

VERIFICA A DEFORMAZIONE	*freccia*	*fmax [cm]*	*pari a*	
freccia istantanea solo c.v. (W_{ist}) =	0.74 cm	1.33	1/300	***VERIFICATO***
freccia a lungo termine solo c.p.(W_{dif}) =	0.40 cm			
freccia totale ($W_{net,fin}$) =	1.14 cm	2.00	1/200	***VERIFICATO***

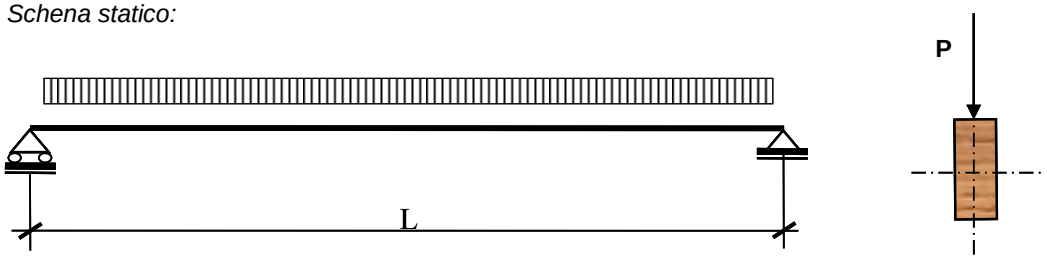


Schema componenti deformazione

Trave di colmo

Qualità legno:	*Uso Fiume / Uso Trieste*	
classe di resistenza:	***C30***	
b =	450	mm
h =	450	mm
A =	2025	cm^2
J =	341718.8	cm^4
Wx =	15188	cm^3
luce di calcolo =	7.40	m
massa volumica media =	460	kg/m^3
peso proprio trave =	0.93	kN/m
inclinazione elementi (α) =	0.0	°
cos (α) =	1.00	
larghezza di influenza copertura =	4.00	m

Schena statico:



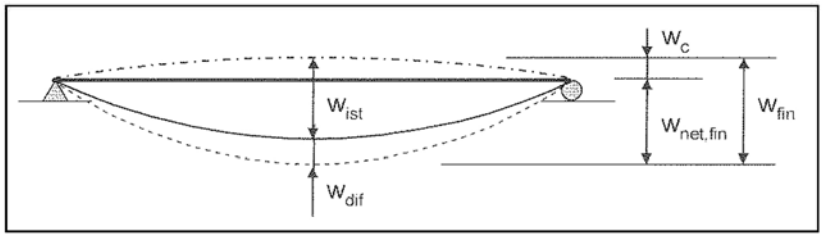
SLU - combinazione fondamentale		
Azione variabile neve: $\gamma Q_1 \cdot Q_{k1}$ =	15.00	kN/m
Azione variabile vento: $\gamma Q_2 \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2}$ =	3.60	kN/m
Azioni permanenti + p. proprio: $\gamma G \cdot G$ =	6.11	kN/m
Azione di calcolo: Sdu =	**24.71**	**kN/m**
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO		
Momento flettente max Mdu =	**169.14**	**kN*m**
Taglio max Tdu =	**91.43**	**kN**

SLE - combinazione frequente		
Azione variabile neve: Q_{k1} =	10.00	kN/m
Azione variabile vento: $\Psi_{02} \cdot Q_{k2}$ =	2.40	kN/m
Azioni permanenti + p. proprio: G =	4.70	kN/m
Azione di calcolo: Sde =	**17.10**	**kN/m**

Progetto della sezione:

K_{mod} =	0.90	*breve durata*
VERIFICA A FLESSIONE		
sigma max =	11.14	N/mm^2
fm,d =	18.00	N/mm^2
σ/f_{md} =	62%	***VERIFICATO***
VERIFICA A TAGLIO		
tau max =	0.68	N/mm^2
fv,d =	1.86	N/mm^2
τ/f_{vd} =	36%	***VERIFICATO***

VERIFICA A DEFORMAZIONE	*freccia*	*fmax [cm]*	*pari a*	
freccia istantanea solo c.v. (W_{ist}) =	1.18 cm	2.47	1/300	***VERIFICATO***
freccia a lungo termine solo c.p.(W_{dif}) =	0.81 cm			
freccia totale ($W_{net,fin}$) =	1.99 cm	3.70	1/200	***VERIFICATO***



Schema componenti deformazione

LE VERIFICHE STRUTTURALI POSSONO RITENERSI ADEGUATAMENTE SODDISFATTE CON VALORI DI TENSIONE NEI MATERIALI E DI DEFORMAZIONE ELASTICA COMPATIBILI CON L'USO PREVISTO PER LA COSTRUZIONE.

8.3 Canale di presa e scarico di fondo lago

Il progetto prevede realizzazione di un canale di presa realizzato in aderenza alla torre di presa con struttura in c.c.a. gettato in opera, mediante successive fasi di getto per i cui dettagli costruttivi si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto (*Tavv. n. 14, 14.1 e 14.2*).

Il canale di presa è situato adiacente alla torre di presa e si sviluppa per circa 62 m all'interno del bacino. Tale struttura sarà di impedimento al versante di terreno in modo da permettere il prelevamento di acqua sia per uso irriguo che per lo scarico di fondo.

Le pareti laterali del canale sono di altezza variabile decrescente da circa 13 m fino a 2 m, a partire dalla quota di 561,55 m s.l.m. in prossimità della torre di presa, fino ad una quota di 550,55 m s.l.m.. Lo spessore delle pareti è previsto di 1,00 m nel primo tratto adiacente la torre, di 0,80 m successivamente e 0,60 m nel tratto finale verso monte. Nel tratto di parete di

spessore 1,00 m, sono previste n. 5 travi di contrasto di dimensioni cm 60x120 funzionali all'ottimizzazione delle deformazioni in esercizio delle pareti del canale a causa dell'interazione struttura-versante. La fondazione è a sua volta caratterizzata da tre diversi spessori: 1,20 m nel primo tratto adiacente la torre, 1,00 m nel tratto centrale e 0,80 m nel tratto conclusivo verso monte.

Ai fini della realizzazione dell'opera è stata prevista una doppia paratia provvisionale con micropali di altezza variabile disposti ad interasse 30 cm, in modo tale da garantire la stabilità provvisoria dello scavo nel versante e le necessarie condizioni operative di cantiere.

Le verifiche sono state svolte ipotizzando cautelativamente le pareti della costruzione soggette all'azione spingente del terreno a tergo, in condizioni permeabili di falda e sismiche, nonché quelle dei sovraccarichi applicati alle pareti medesime dovute al transito di mezzi d'opera in fase di cantiere o di mezzi di manutenzione in fase di esercizio ($q = 10$ kN/m^2).

Vengono, quindi, nel seguito riportati i principali risultati di calcolo, con l'inviluppo delle sollecitazioni massime e le relative verifiche a **stato limite ultimo e a stato limite di esercizio** dalle quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera in esercizio e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente. Le deformazioni risultano compatibili con l'uso e la funzionalità dell'opera.**

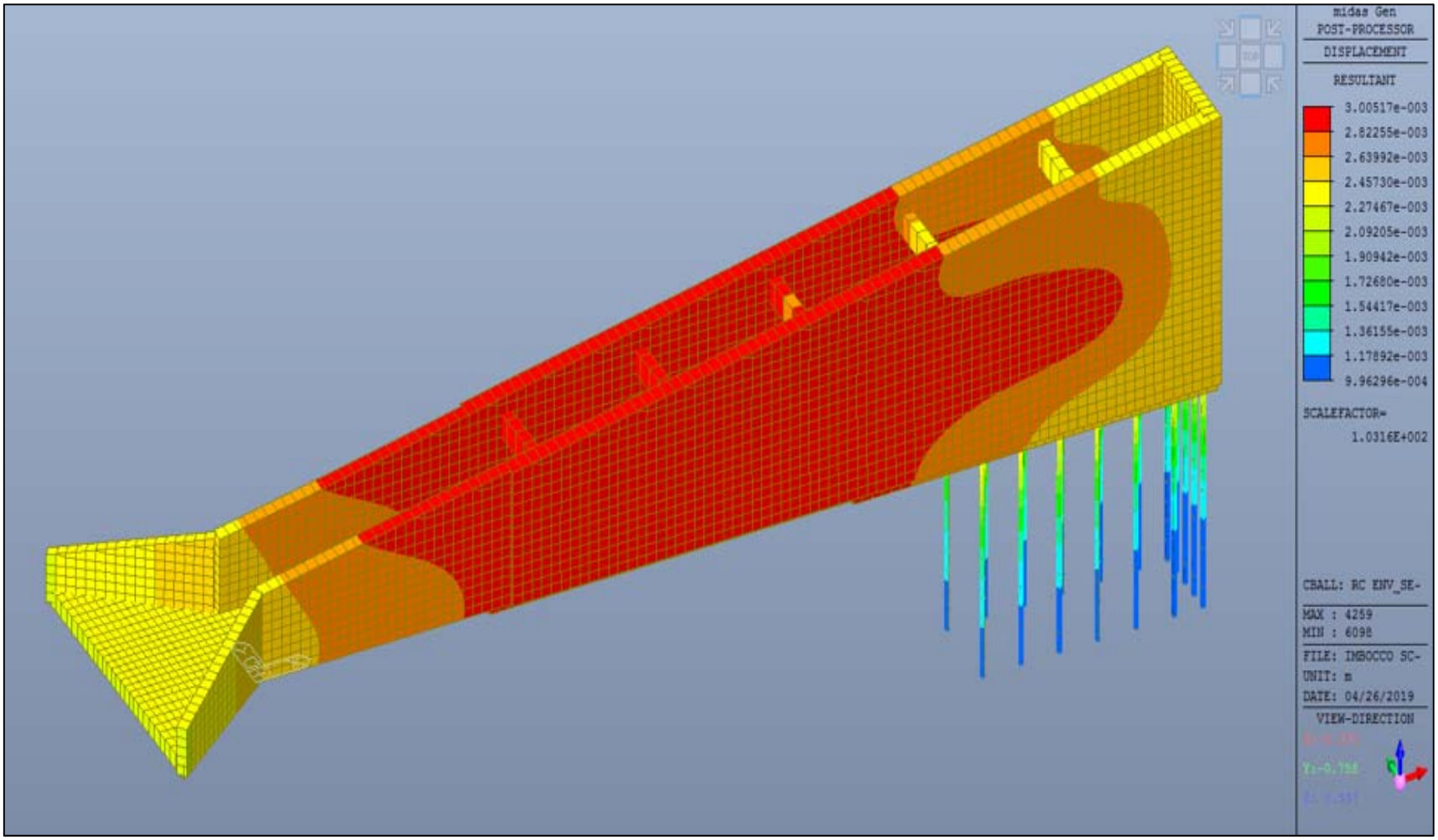
Si riportano, inoltre, anche la stima dei **cedimenti** in esercizio e delle **pressioni trasmesse al terreno** per le condizioni di esercizio e di stato limite ultimo, con le relative verifiche a **capacità portante** del sistema terreno-fondazione.

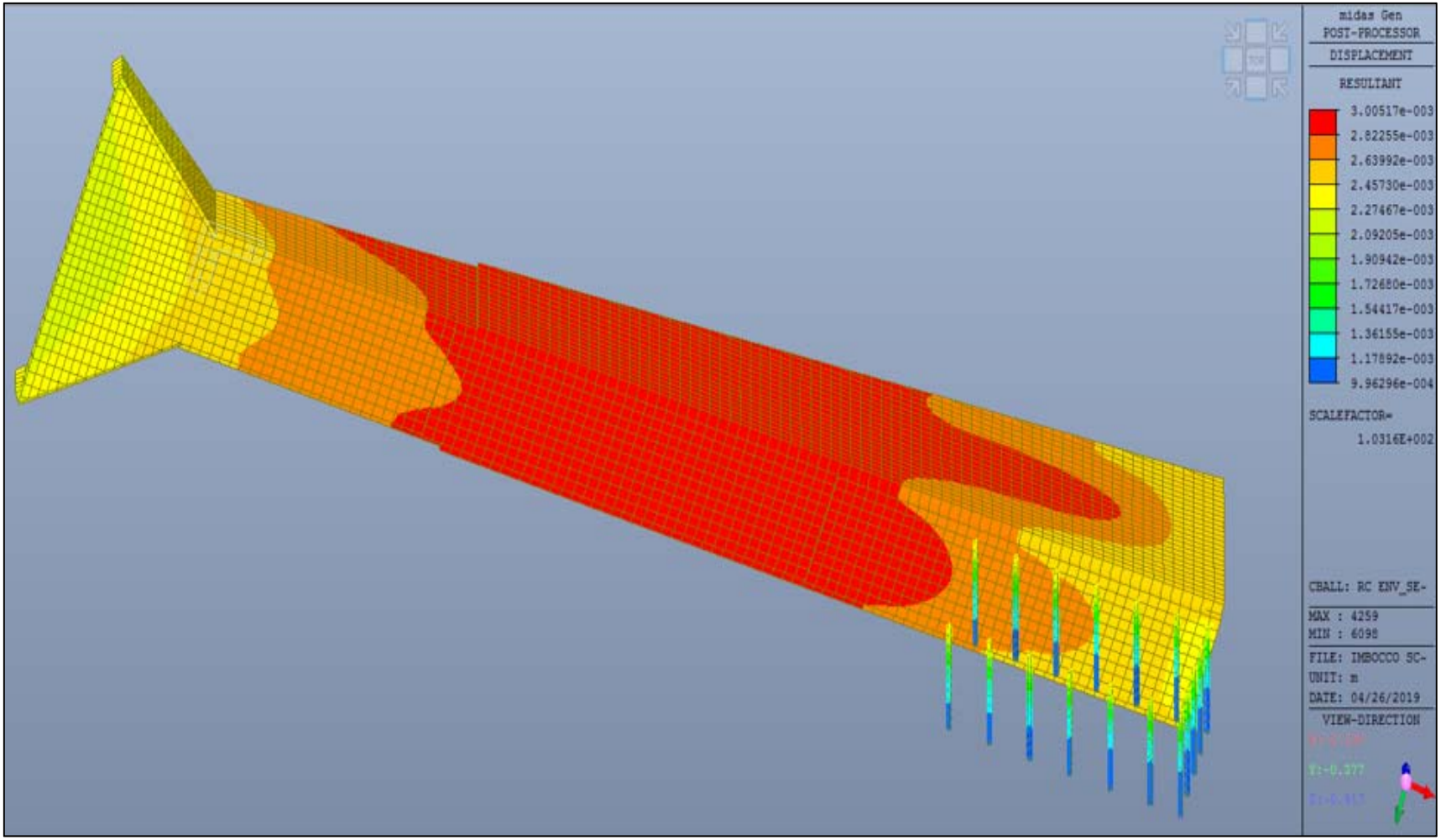
Si riportano, infine, le verifiche strutturali relative ai **micropali di fondazione**, la cui introduzione è finalizzata alla riduzione degli spostamenti con l'ottimizzazione e dei cedimenti differiti a medio-lungo termine e all'omogenizzazione dei cedimenti e degli spostamenti differenziali della costruzione, secondo quanto previsto dal *paragrafo 6.4.3.3* delle NTC-2018.

I risultati di calcolo e le pertinenti verifiche sono nel seguito riportati considerando le pareti maggiormente sollecitate e, quindi, nell'ordine: travi di contrasto, platea di fondazione e micropali di fondazione

DEFORMATA A SLE

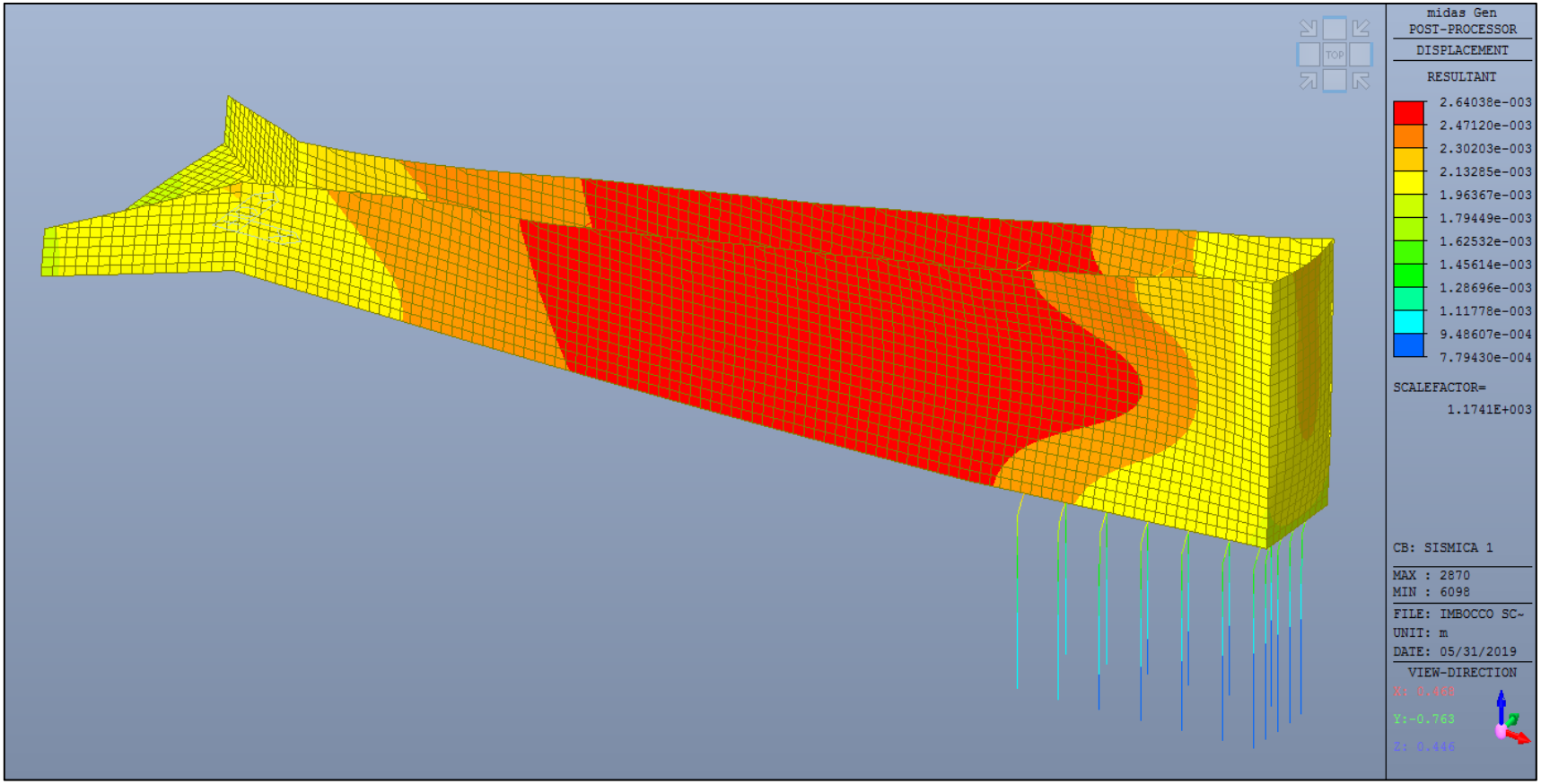
STRUTTURA GLOBALE



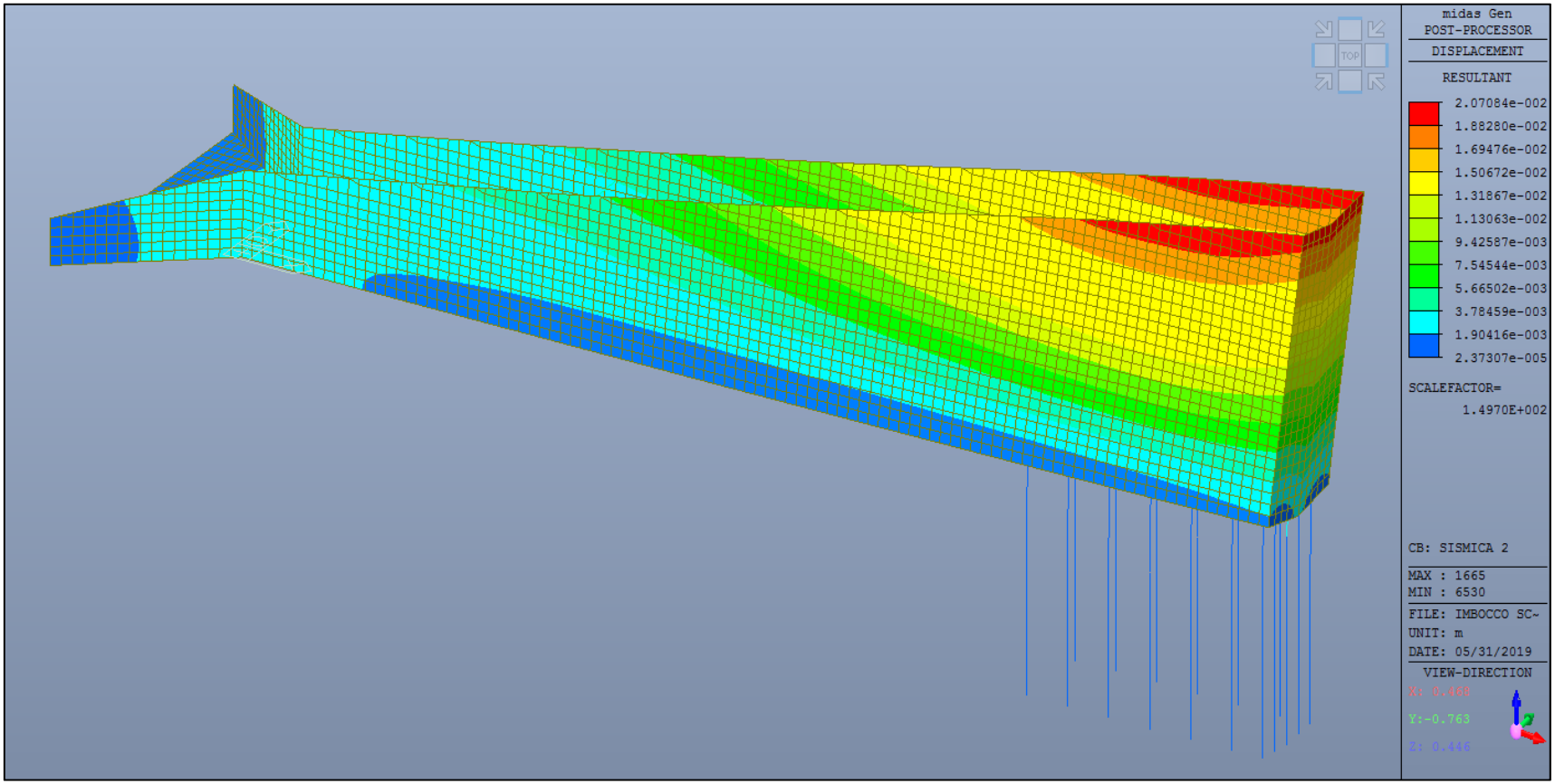

midas Gen
POST-PROCESSOR
DISPLACEMENT
RESULTANT
3.00517e-003
2.82255e-003
2.63992e-003
2.45730e-003
2.27467e-003
2.09205e-003
1.90942e-003
1.72680e-003
1.54417e-003
1.36155e-003
1.17892e-003
9.96296e-004
SCALEFACTOR=
1.0316E+002
CBALL: RC ENV_SE-
MAX : 4259
MIN : 6098
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DEFORMATA STRUTTURA GLOBALE IN CONDIZIONI SISMICHE

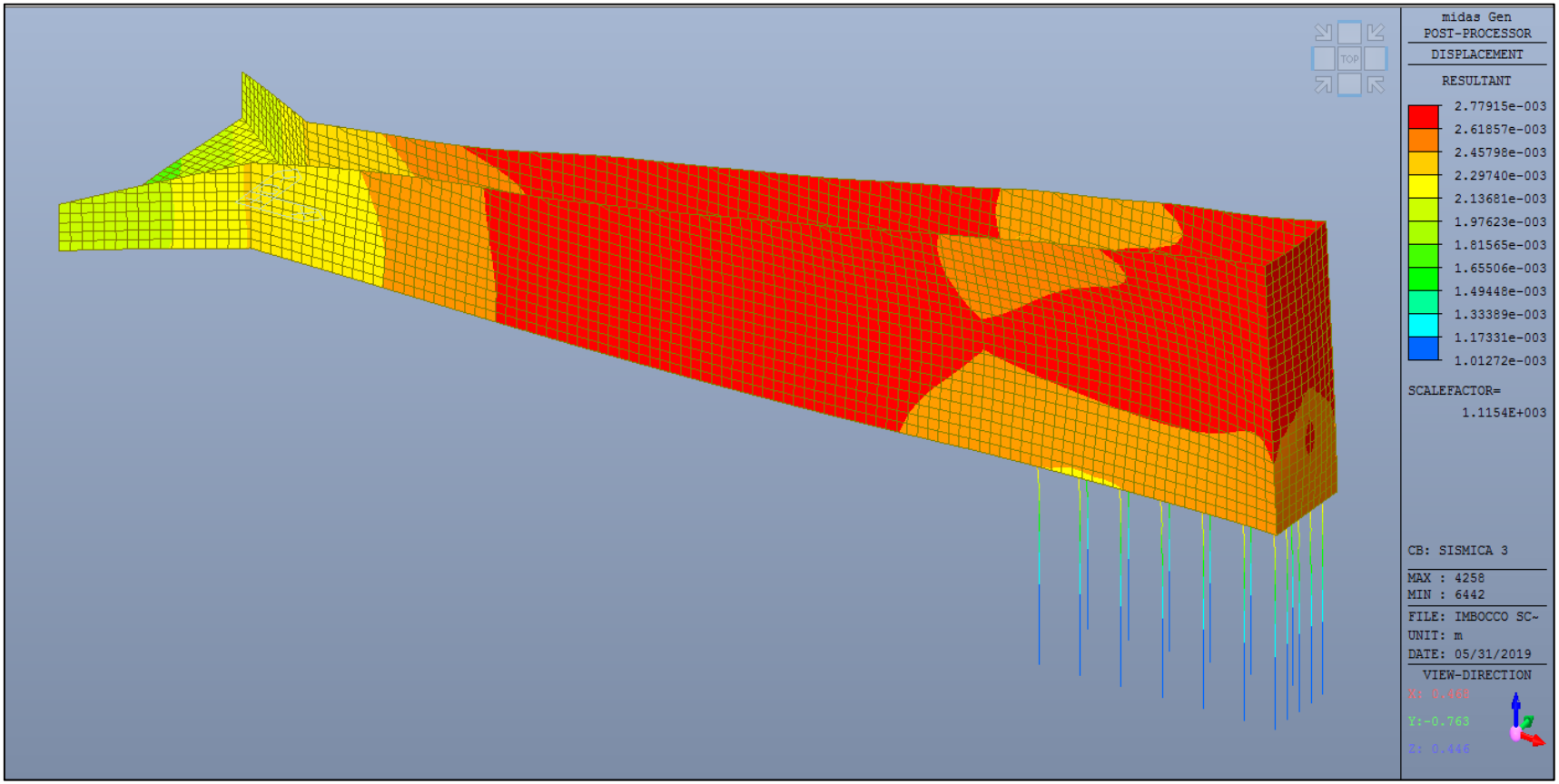
SISMA 1 +X



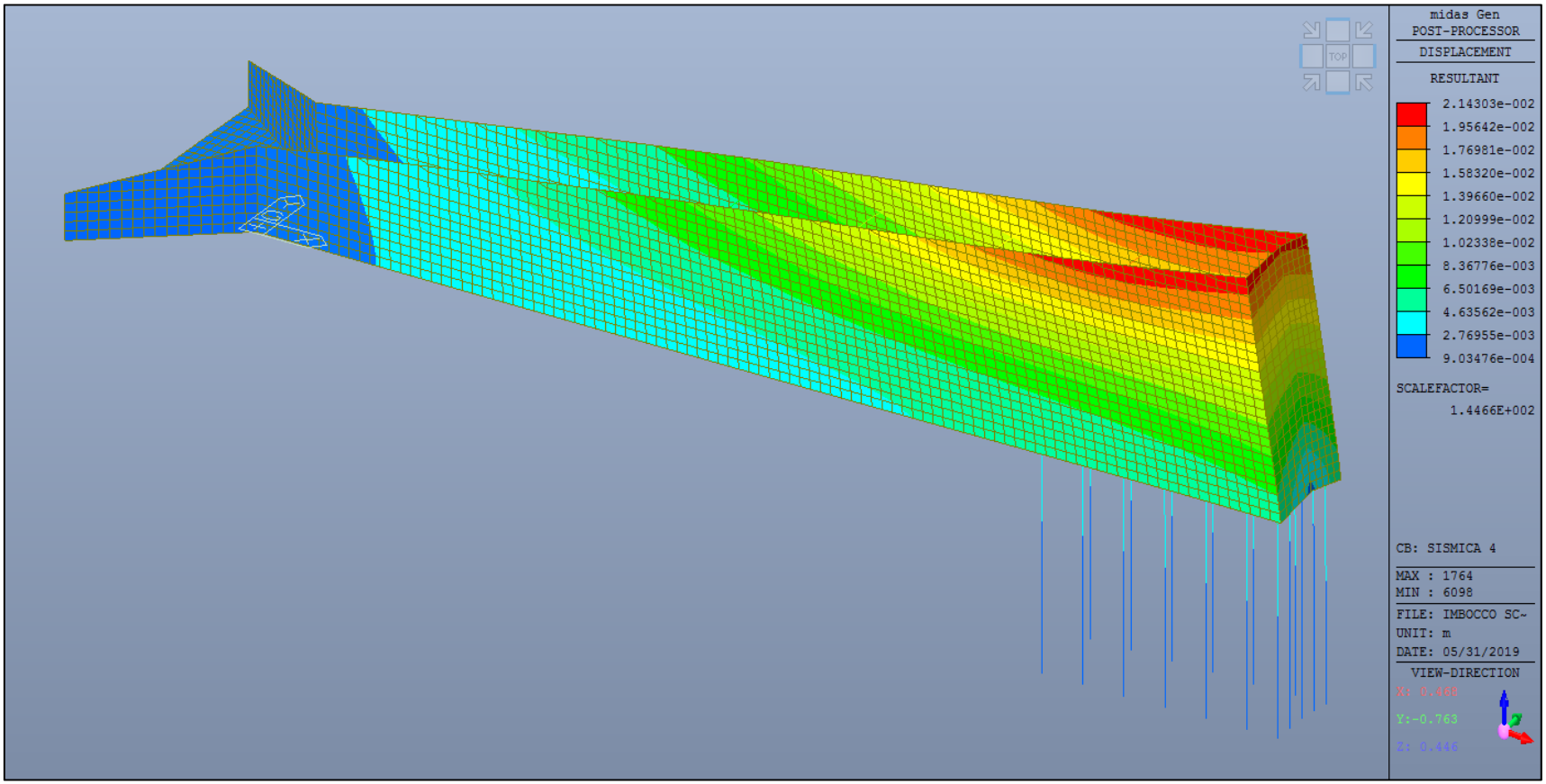
SISMA 2 + Y


midas Gen
POST-PROCESSOR
DISPLACEMENT
RESULTANT
2.07084e-002
1.88280e-002
1.69476e-002
1.50672e-002
1.31867e-002
1.13063e-002
9.42587e-003
7.54544e-003
5.66502e-003
3.78459e-003
1.90416e-003
2.37307e-005
SCALEFACTOR=
1.4970E+002
CB: SISMICA 2
MAX : 1665
MIN : 6530
FILE: IMBOCCO SC~
UNIT: m
DATE: 05/31/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.468
Y:-0.763
Z: 0.446

SISMA 3 - X


midas Gen
POST-PROCESSOR
DISPLACEMENT
RESULTANT
2.77915e-003
2.61857e-003
2.45798e-003
2.29740e-003
2.13681e-003
1.97623e-003
1.81565e-003
1.65506e-003
1.49448e-003
1.33389e-003
1.17331e-003
1.01272e-003
SCALEFACTOR=
1.1154E+003
CB: SISMICA 3
MAX : 4258
MIN : 6442
FILE: IMBOCCO SC~
UNIT: m
DATE: 05/31/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.468
Y:-0.763
Z: 0.446

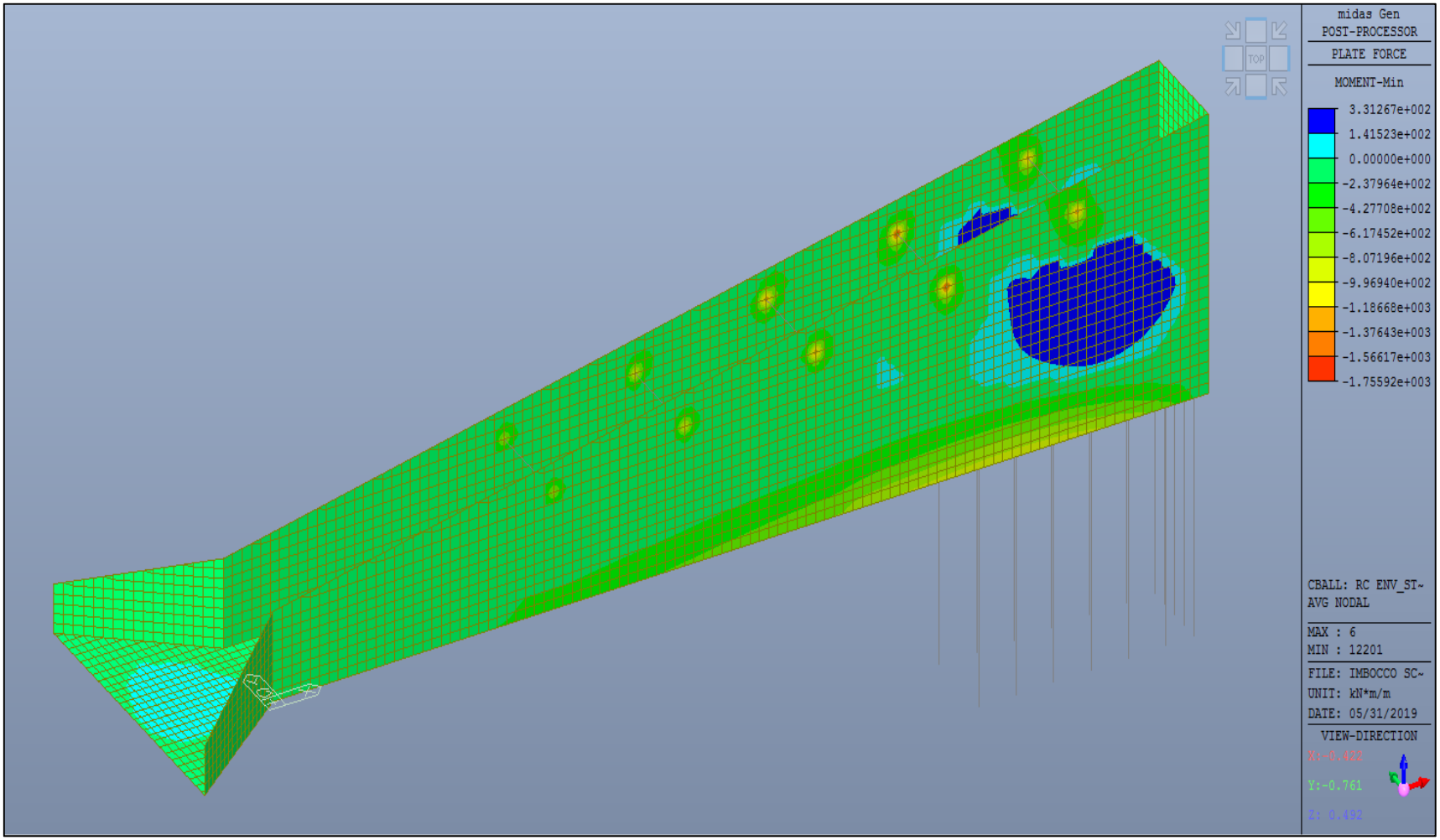
SISMA 4 - Y

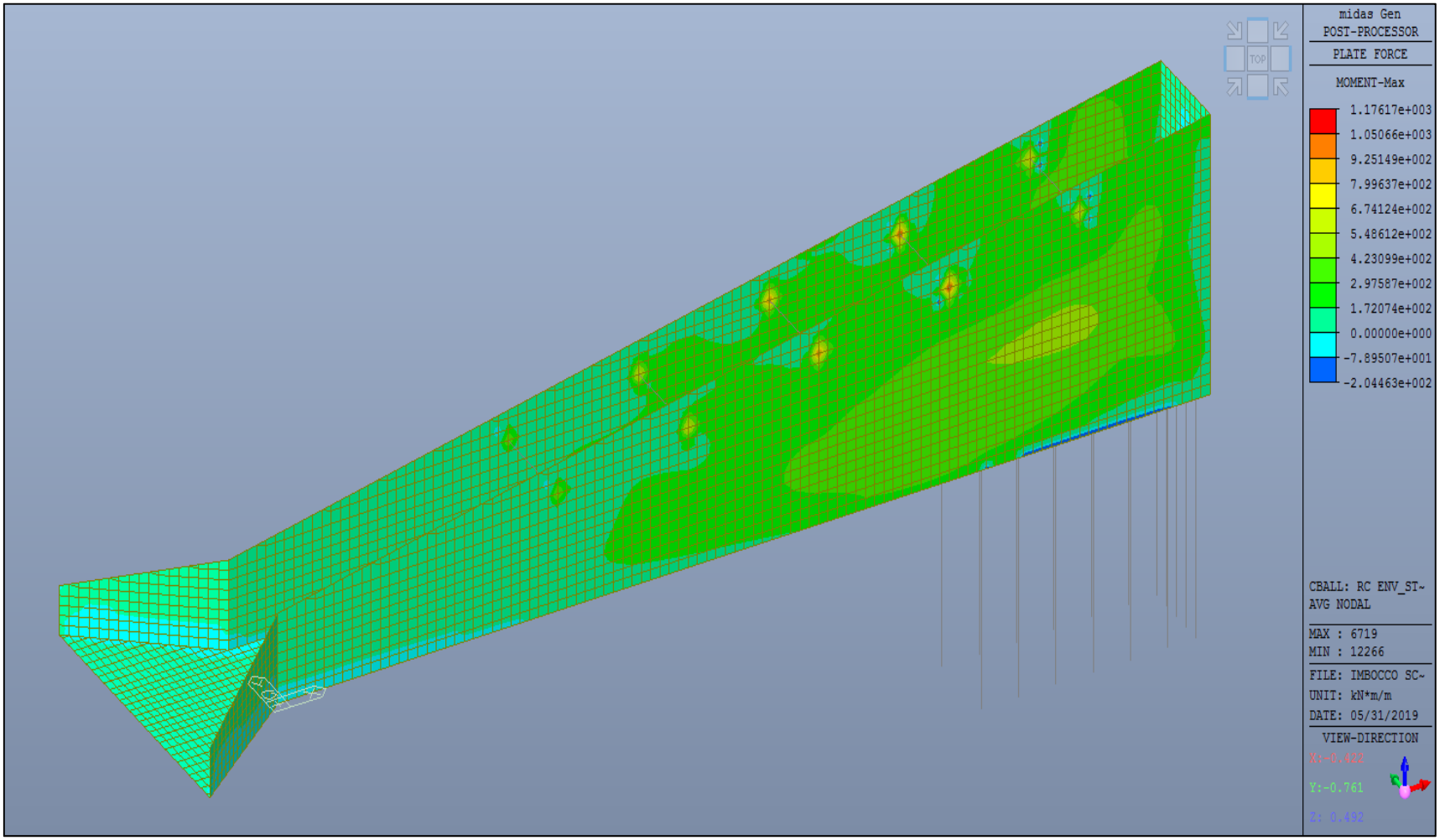


Le deformazioni massime in condizioni sismiche risultano pari a circa 2 cm in direzione Y e a 3 mm in direzione X. In direzione +X, verso la torre di presa e all'altezza massima della costruzione, si osserva uno spostamento massimo stimabile nell'ordine di 2 mm, pienamente compatibile con le verifiche previste dal *paragrafo 7.2.1 delle N.T.C.-2018.*

MOMENTO FLETTENTE A SLU

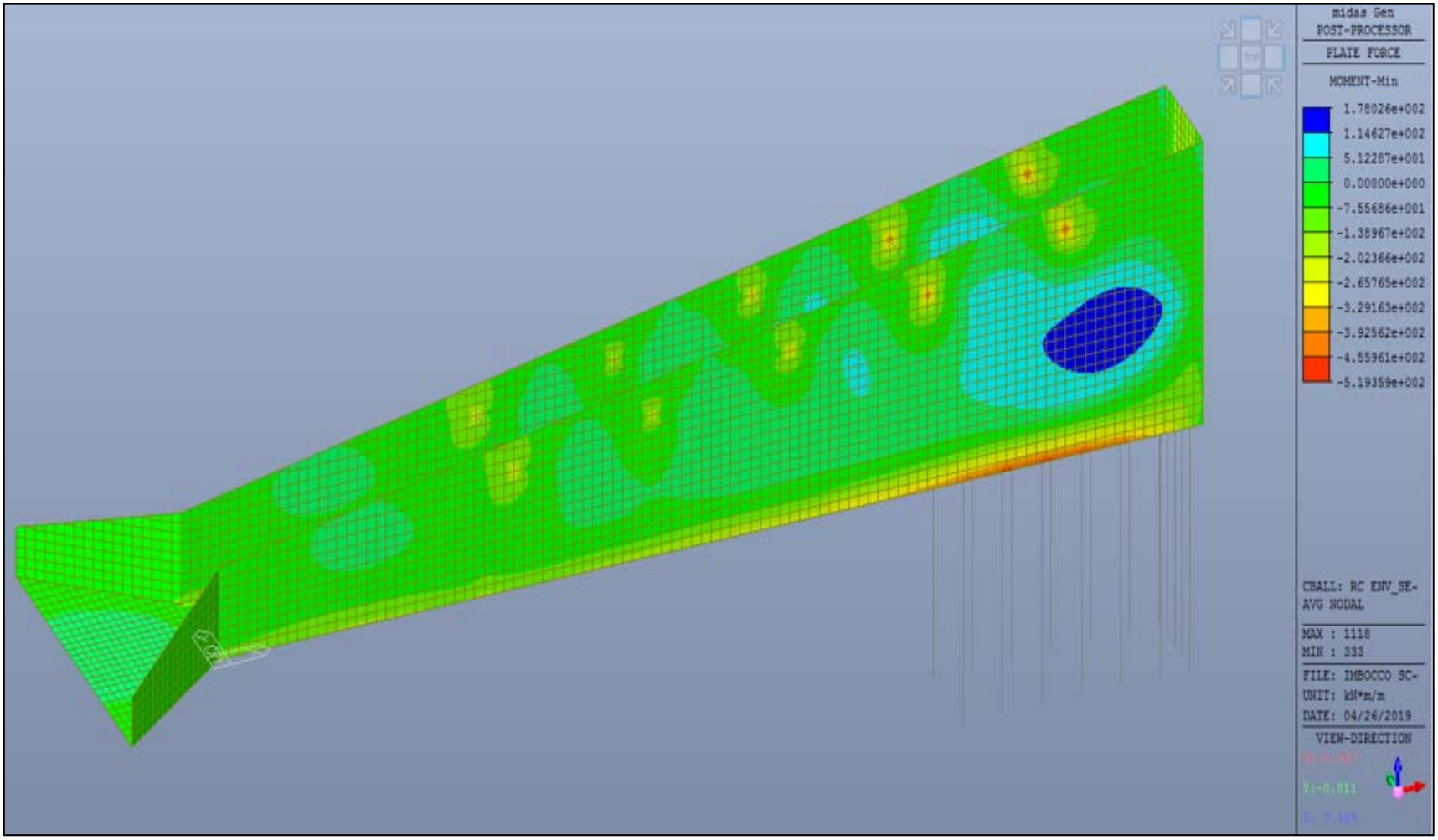
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SIMICA

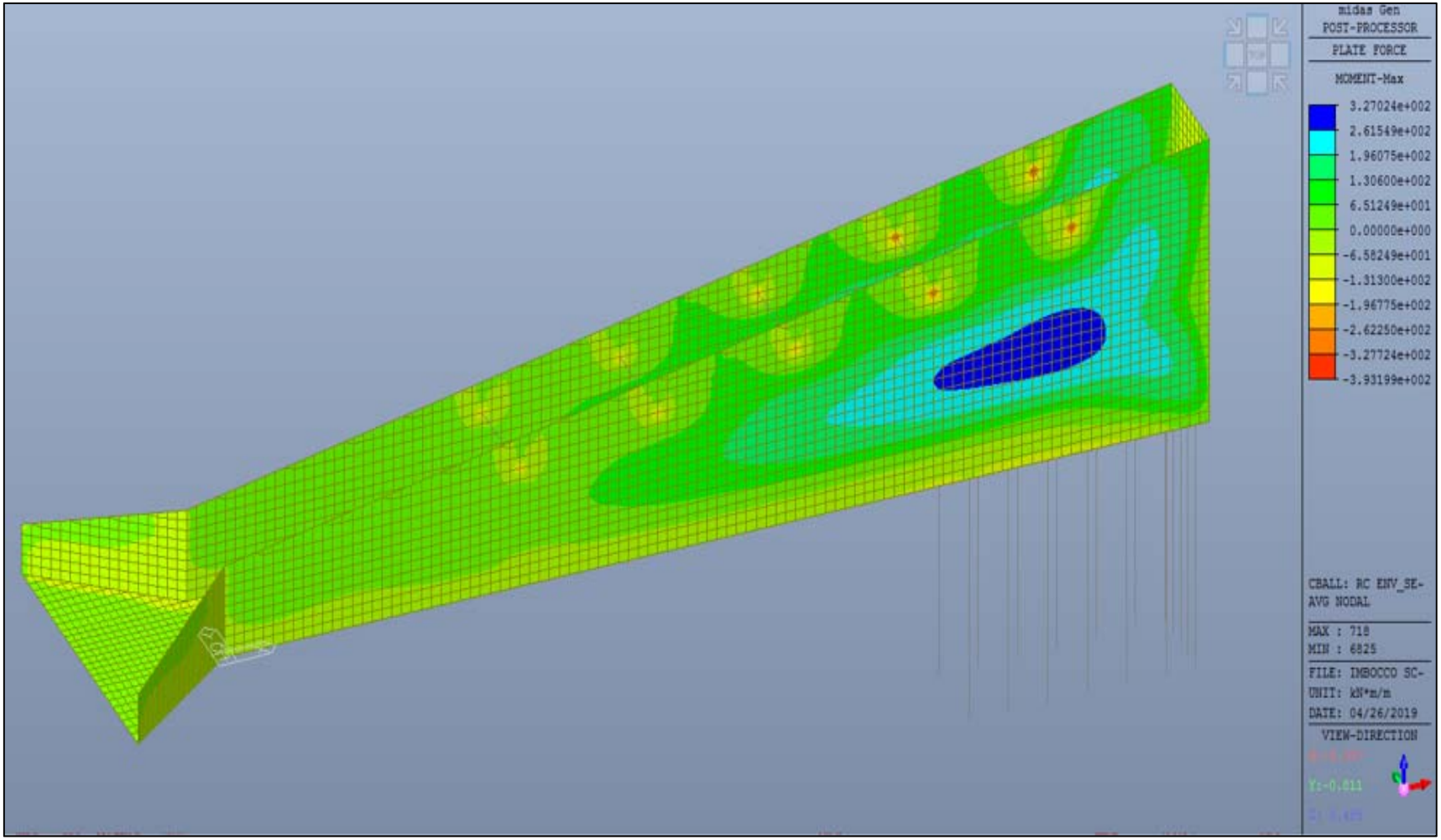



midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
1.17617e+003
1.05066e+003
9.25149e+002
7.99637e+002
6.74124e+002
5.48612e+002
4.23099e+002
2.97587e+002
1.72074e+002
0.00000e+000
-7.89507e+001
-2.04463e+002
CBALL: RC ENV_ST~
AVG NODAL
MAX : 6719
MIN : 12266
FILE: IMBOCCO SC~
UNIT: kN*m/m
DATE: 05/31/2019
VIEW-DIRECTION
X:-0.422
Y:-0.761
Z: 0.492

MOMENTO FLETTENTE PARETI A SLE

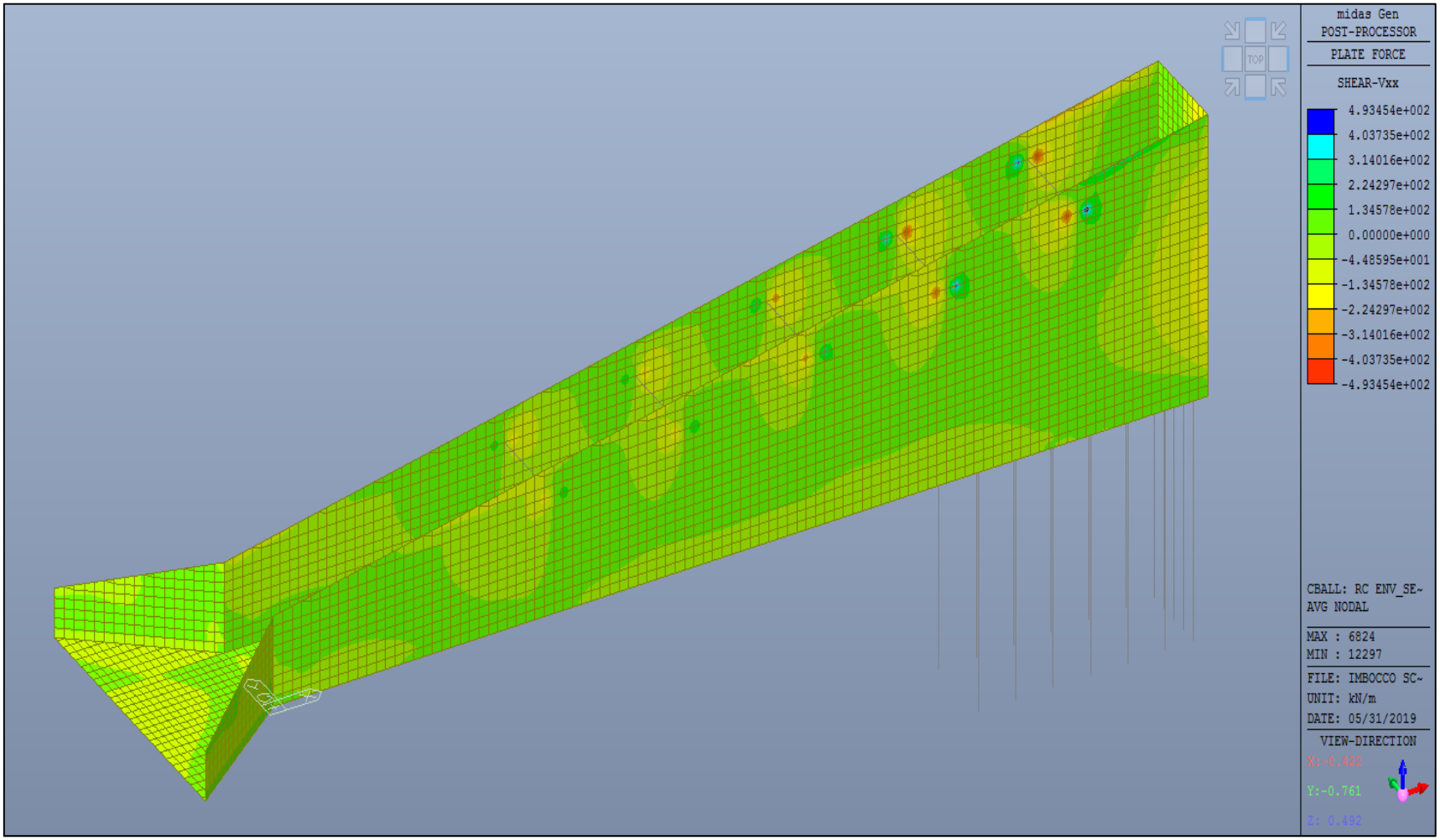
COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)

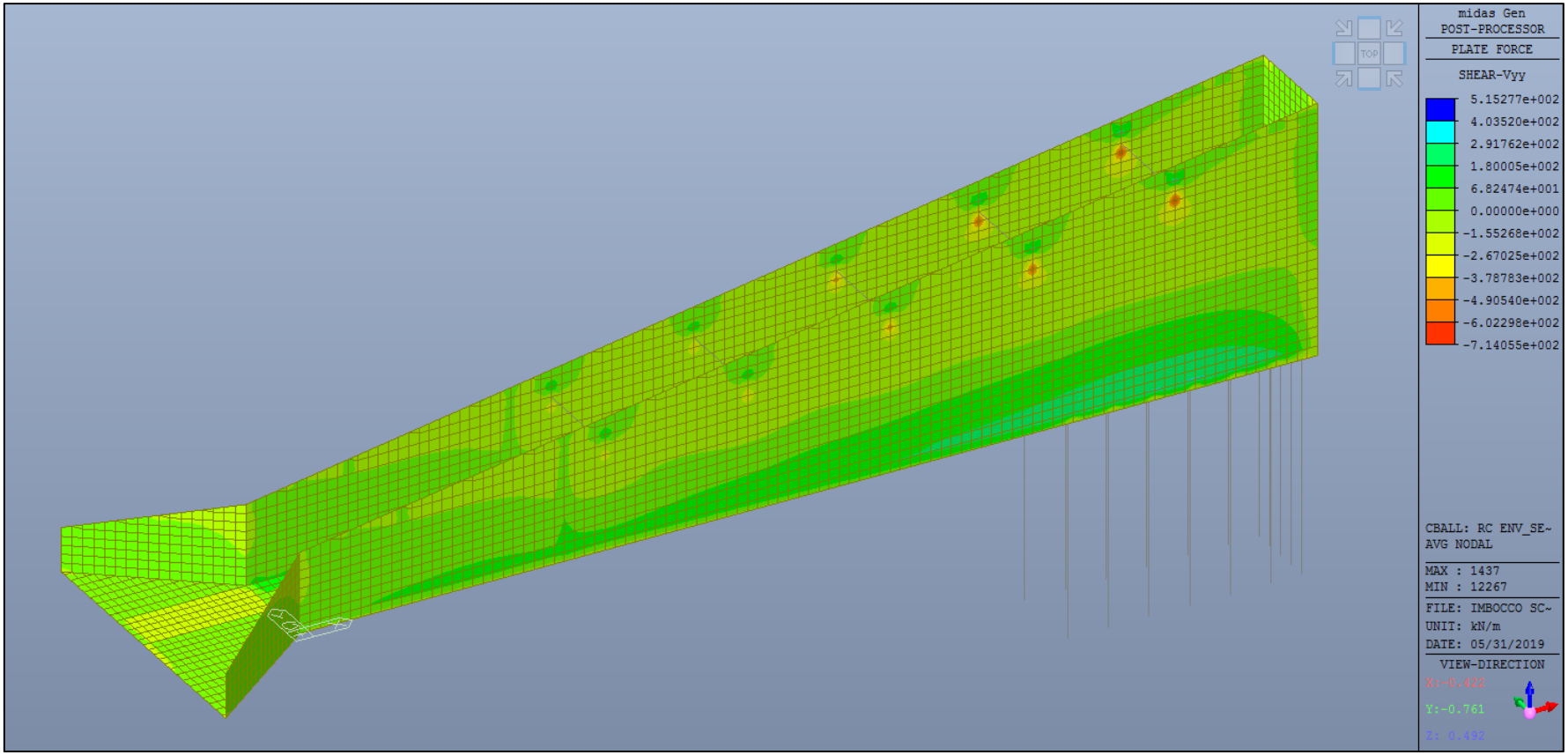



midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
3.27024e+002
2.61549e+002
1.96075e+002
1.30600e+002
6.51249e+001
0.00000e+000
-6.58249e+001
-1.31300e+002
-1.96775e+002
-2.62250e+002
-3.27724e+002
-3.93199e+002
CBALL: RC ENV_SE-
AVG NODAL
MAX : 718
MIN : 6825
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

TAGLIO A SLU

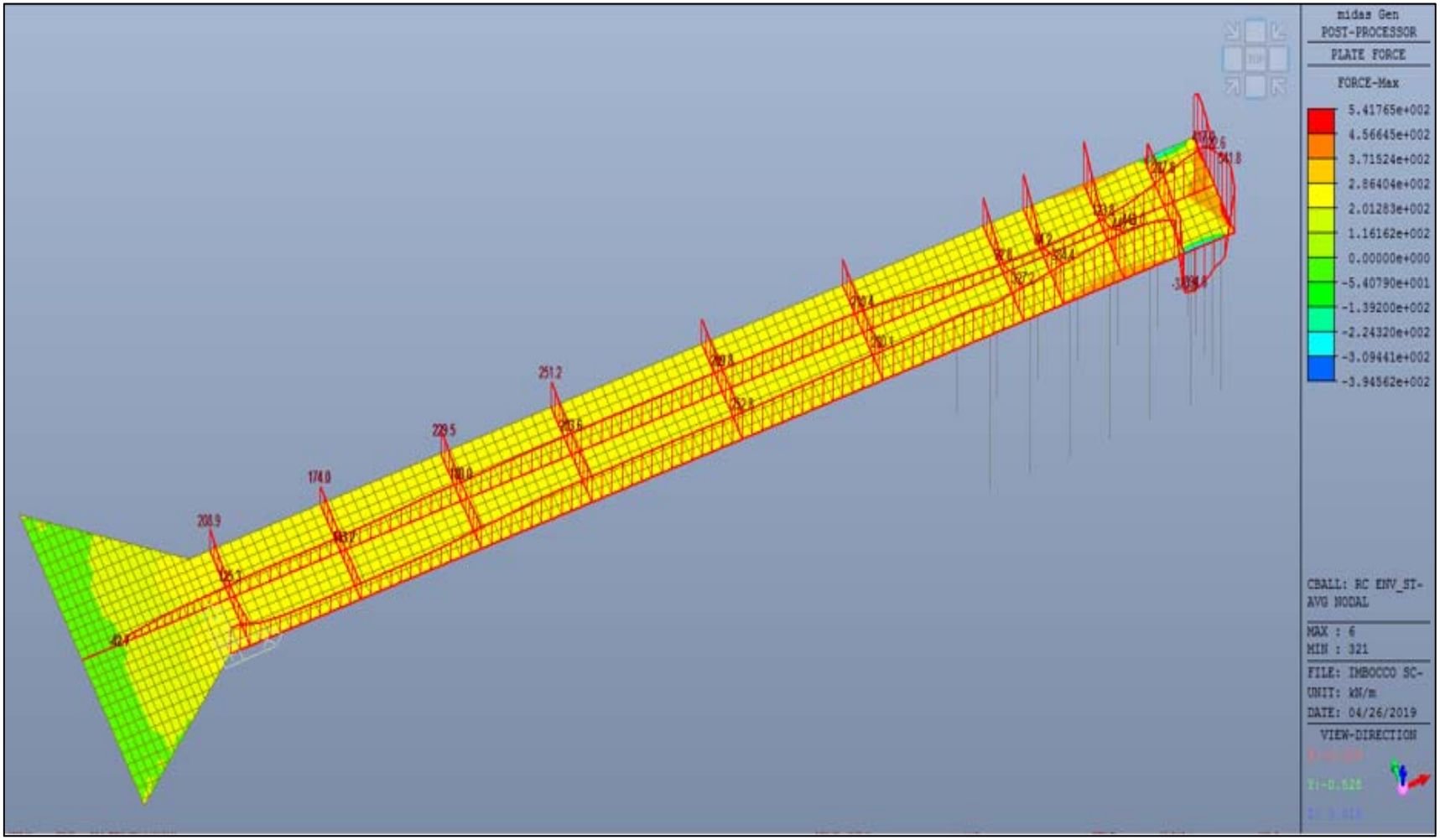
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SIMICA




midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
SHEAR-Vyy
5.15277e+002
4.03520e+002
2.91762e+002
1.80005e+002
6.82474e+001
0.00000e+000
-1.55268e+002
-2.67025e+002
-3.78783e+002
-4.90540e+002
-6.02298e+002
-7.14055e+002
CBALL: RC ENV_SE~
AVG NODAL
MAX : 1437
MIN : 12267
FILE: IMBOCCO SC~
UNIT: kN/m
DATE: 05/31/2019
VIEW-DIRECTION
X:-0.422
Y:-0.761
Z: 0.492

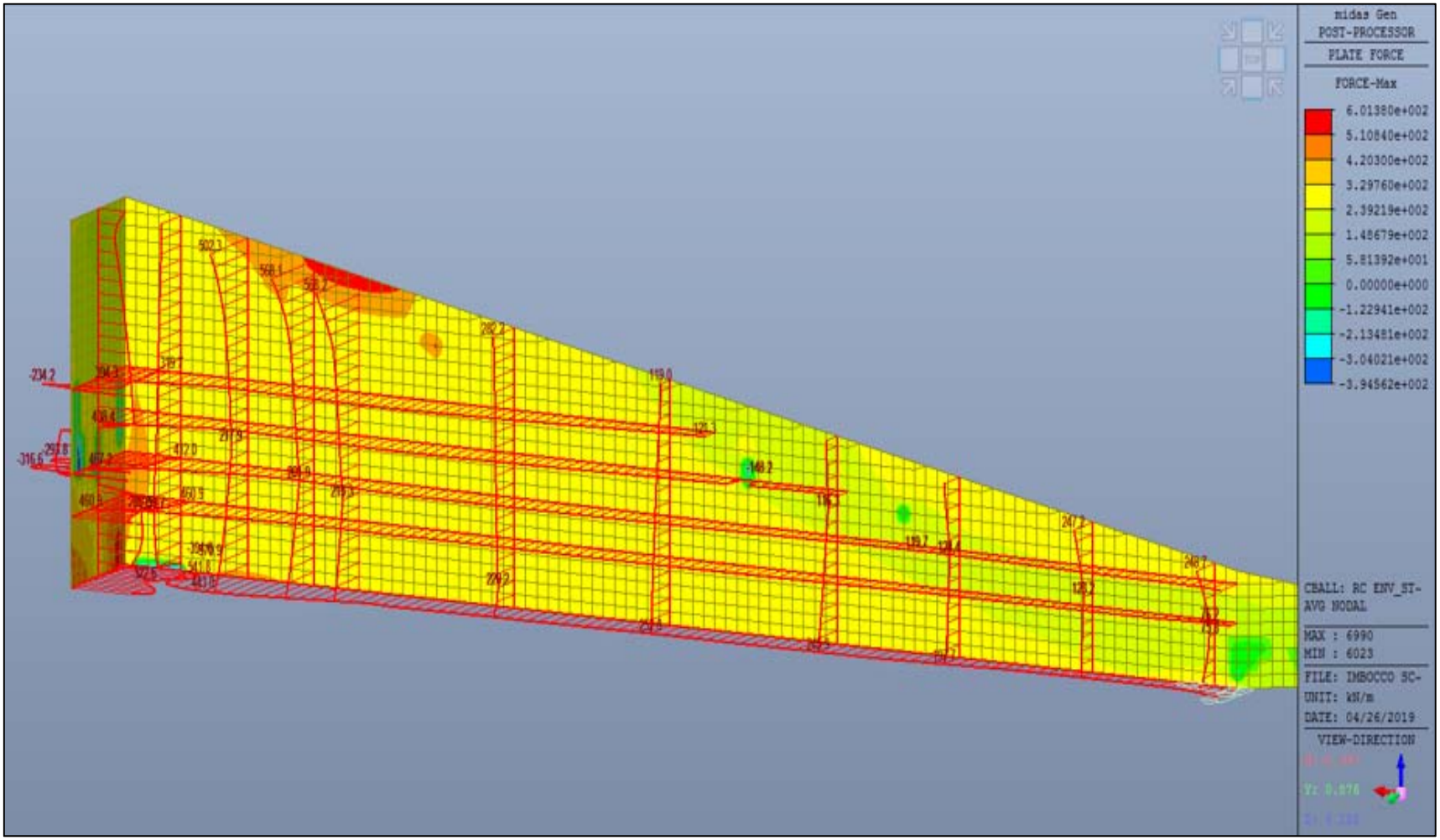
SOLLECITAZIONI FONDAZIONE

SFORZO NORMALE A SLU



SOLLECITAZIONI PARETI

SFORZO NORMALE A SLU



VERIFICHE STRUTTURALI PARETI IN ELEVAZIONE

Di seguito vengono riportate le verifiche strutturali delle pareti in elevazione del canale di presa, soggette a momento flettente e a taglio.

I dati riportati nella tabella sottostante varieranno al variare dello spessore della sezione di calcolo (1,00 m, 0,80 m, 0,60 m) ed in funzione del copriferro adottato (50 mm per l'armatura longitudinale, 80 mm per i correnti trasversali).

La tabella relativa alle caratteristiche tecniche e prestazionali dei materiali per uso strutturale è la medesima per ogni sezione di calcolo oggetto di verifica e viene riportata alla pagina seguente.

DATI

Altezza sezione	h	1,00	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	50	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,05	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,95	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per ε_c=3,5‰)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per ε_c=3,5‰)	β_2	0,416	/

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	30,0	N/mm^2
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	25,0	N/mm^2
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	33,0	N/mm^2
Modulo elastico	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	26230	N/mm^2
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0,2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
Situazione di progetto persistente			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,2	N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14167	kN/m^2
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{cfm}	3,08	N/mm^2
	$f_{ctk,0,05}$	1,80	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,20	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1196983	N/m^2
Situazione di progetto eccezionale e sismica			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25,0	N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25000000	N/m^2
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm^2
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m^2
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Situazione di progetto persistente			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1,15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm^2
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m^2
Situazione di progetto eccezionale e sismica			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm^2
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m^2

Di seguito vengono riportate le verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio dei ferri longitudinali sia all'incastro in fondazione che lungo le pareti in elevazione, valevoli per ciascuna zona di struttura.

Avendo l'opera una lunghezza complessiva di circa 62 m si è valutato, infatti, di suddividerla in distinte zone di calcolo, in funzione delle sezioni strutturali, ognuna delle quali sarà caratterizzata da sollecitazioni diverse e, dunque, da armature differenti (si vedano le *tavole grafiche n. 14 e 14.1*).

Partendo dall'interno del bacino (da monte verso valle), si individuano le seguenti zone, con le relative estensioni in lunghezza e relative armature di progetto:

- **zona A**: si estende per circa 6,9 m e racchiude al suo interno l'intera parte di canale con il raccordo trapezio verso l'invaso; spessore fondazione 80 cm; spessore pareti 60 cm;
- **zona B**: si estende per circa 13,2 m; spessore fondazione 80 cm; spessore pareti 80 cm;
- **zona C** per una lunghezza di circa 7,4 m; spessore fondazione 100 cm; spessore pareti 100 cm;
- **zona D** per una lunghezza di circa 8,10 m; spessore fondazione 100 cm; spessore pareti 100 cm;
- **zona E** per una lunghezza di circa 9 m; spessore fondazione 120 cm; spessore pareti 100 cm;
- **zona F** la quale caratterizza, per una lunghezza di circa 17 m; spessore fondazione 120 cm; spessore pareti 100 cm.
- La parte finale dell'opera include anche la parete terminale situata frontalmente alla torre di presa, prevista con spessore pari a cm 80. Si evidenzia che la suddetta parete non verrà realizzata in aderenza rispetto alla parete della torre di presa in quanto è previsto un distacco di circa 50 cm, con il contestuale mantenimento tra le due pareti, con funzione di "cuscinetto", della paratia provvisionale in micropali a sostegno dell'edificio di presa. Tale particolare costruttivo consente, quindi, di trattare la torre di presa e il canale di presa come due costruzioni indipendenti (isolate) garantendone, nel contempo, la compatibilità delle deformazioni relative sia in fase di esercizio che nei confronti delle azioni sismiche, conformemente a quanto previsto dal *paragrafo 7.2.1 delle N.T.C.-2018*. La compatibilità delle deformazioni relative con l'esclusione delle potenziali interazioni ed effetti di martellamento tra le suddette costruzioni sotto azione sismica è stata, quindi, verificata in riferimento ai risultati dei modelli di calcolo agli elementi finiti.

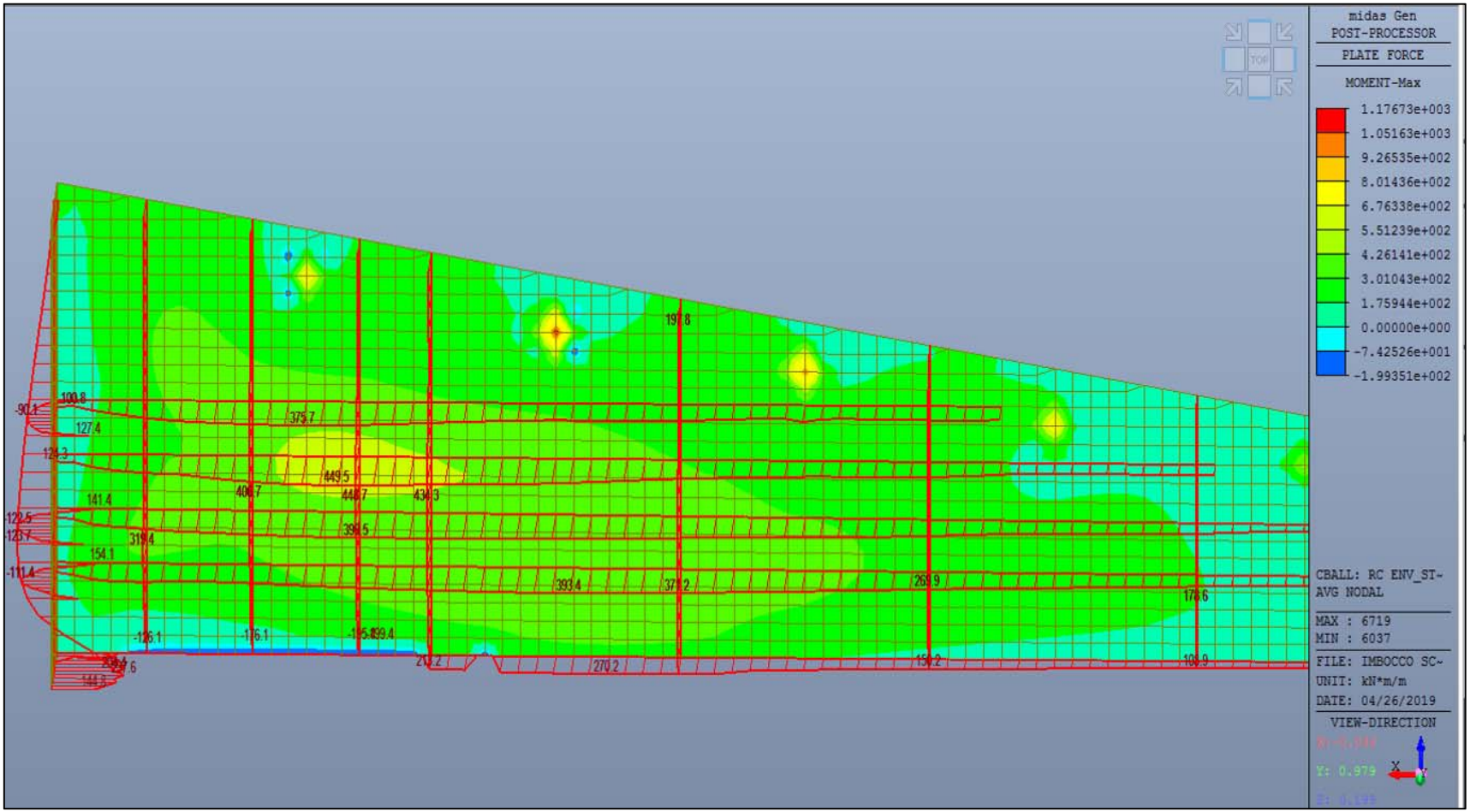
Per ciascuna zona o fascia di armatura trattato sono, quindi, riportate nel seguito specifiche immagini di dettaglio con i principali diagrammi di sollecitazione relativi.

PARETE LATO TORRE DI PRESA (ZONA F)

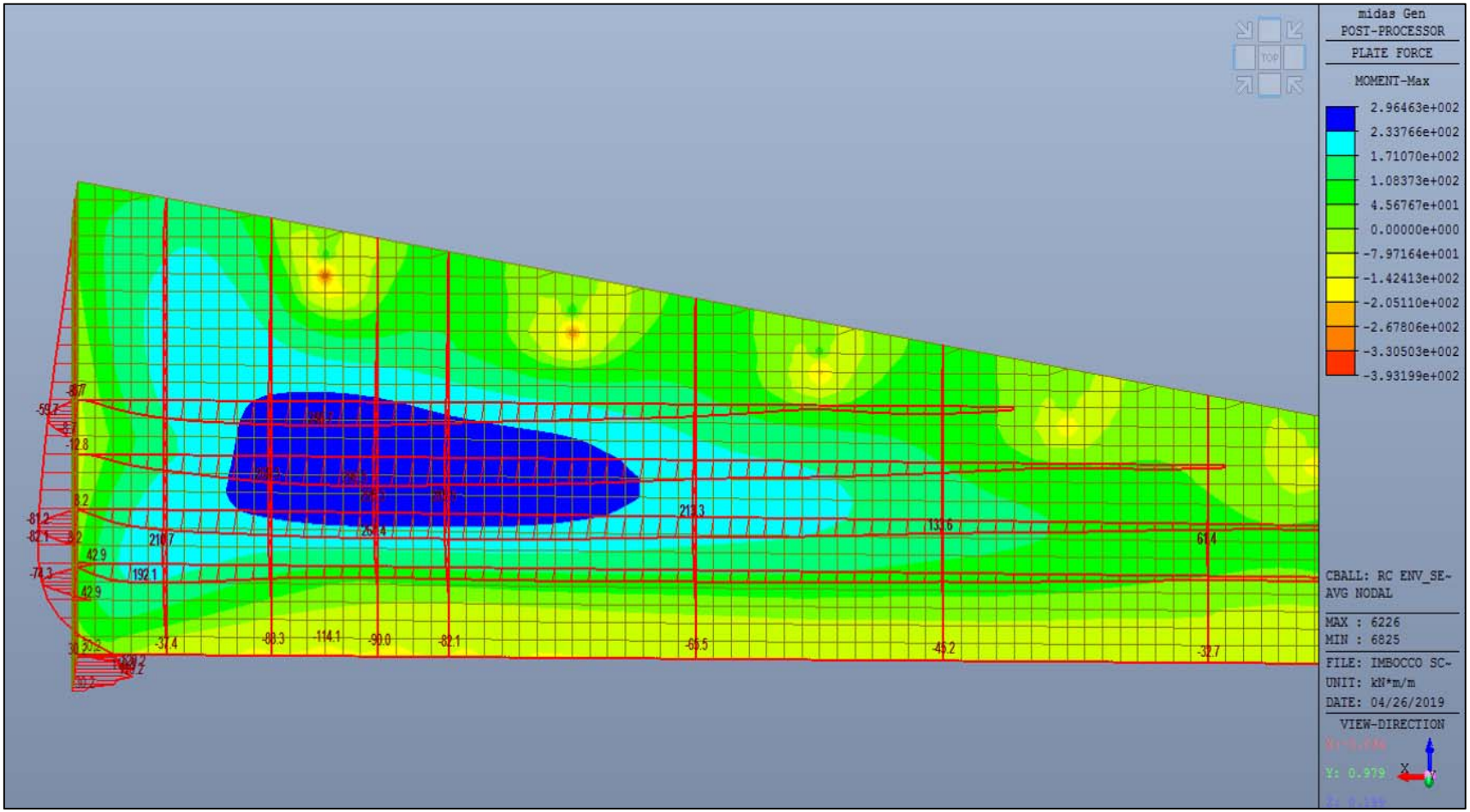
INCASTRO IN FONDAZIONE

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	240,0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	500,0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	91,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	130,0	kNm

SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
1.17673e+003
1.05163e+003
9.26535e+002
8.01436e+002
6.76338e+002
5.51239e+002
4.26141e+002
3.01043e+002
1.75944e+002
0.00000e+000
-7.42526e+001
-1.99351e+002
CBALL: RC ENV_ST~
AVG NODAL
MAX : 6719
MIN : 6037
FILE: IMBOCCO SC~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
2.96463e+002
2.33766e+002
1.71070e+002
1.08373e+002
4.56767e+001
0.00000e+000
-7.97164e+001
-1.42413e+002
-2.05110e+002
-2.67806e+002
-3.30503e+002
-3.93199e+002
CBALL: RC ENV_SE-
AVG NODAL
MAX : 6226
MIN : 6825
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURA LONGITUDINALE

Risultante delle forze di compressione	C	325,0	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,029	m
Momento resistente	M_{Rd}	240,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,038	/
Area minima da normativa	A_{min}	1125	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	831	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1125	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	22	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1901	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	22	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$		mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1901	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1901	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1901	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	55	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0444	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	-0,000306	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	-64	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-620978	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	743159	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	-122182	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,073	/
Momento resistente	M_{Rd}	537,7	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	240,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	800	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	750	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	800000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	91000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	130000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	444	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,92	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10763	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,51	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1901	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1901	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	120	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	5661836028	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	1,93	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	68	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	8	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	2,76	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	96	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	11	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

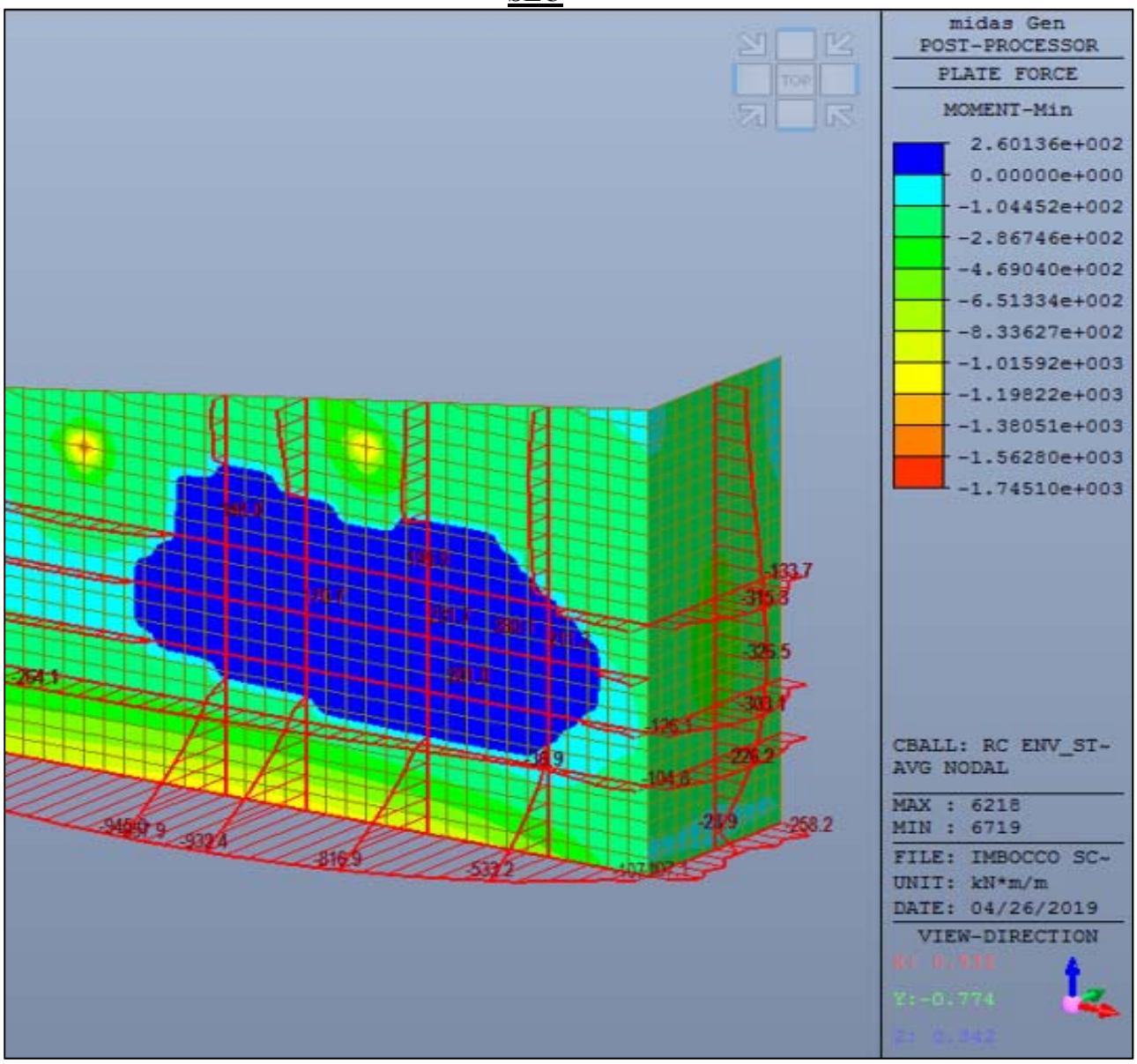
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	181	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	14586795970	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	1,13	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	69	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	1,62	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	99	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	68	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,015	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00019	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	22	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	245	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,080	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

PARETE LATO TORRE DI PRESA (ZONA F)

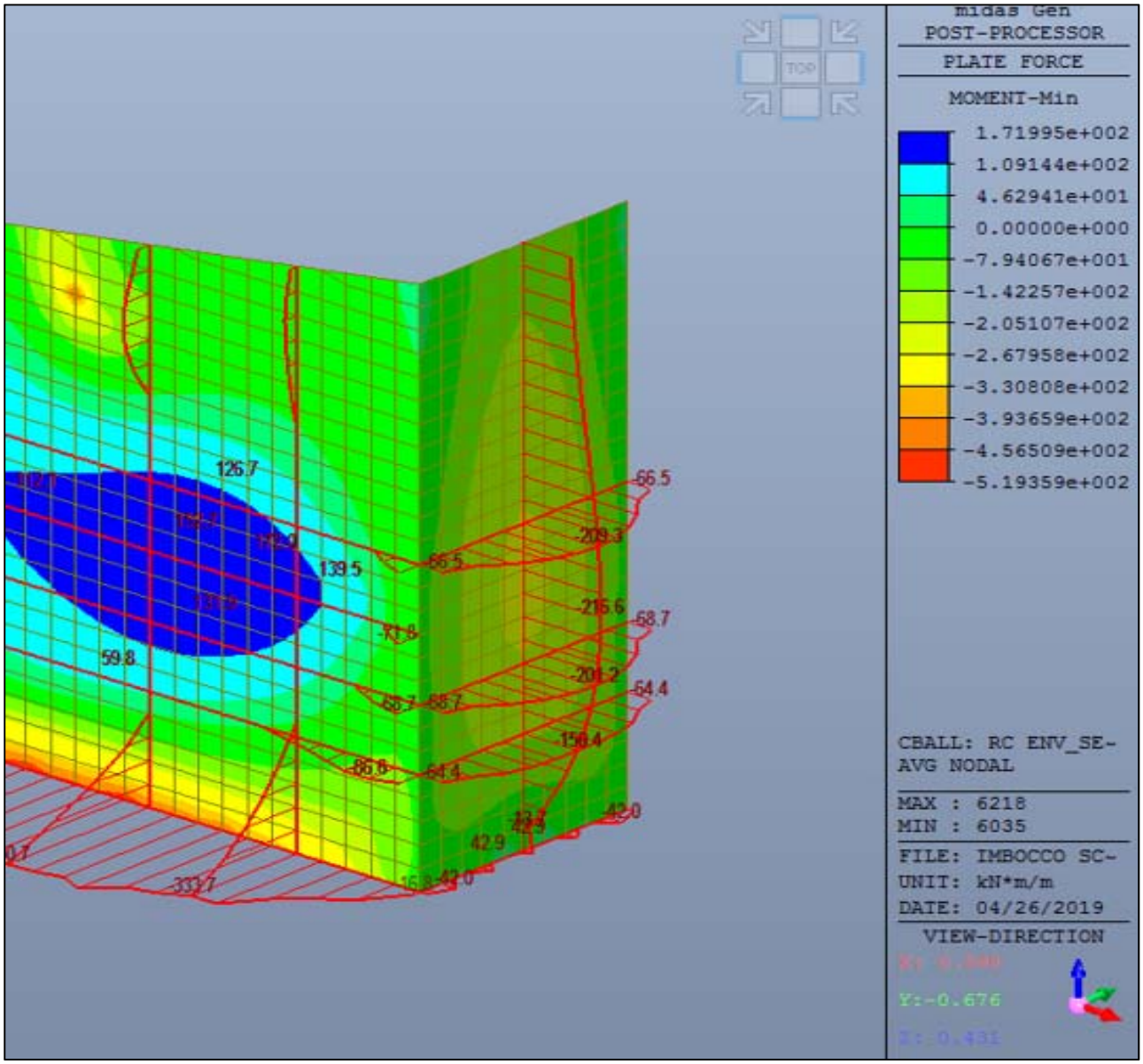
ELEVAZIONE

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	330,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	154,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	220,0	kNm

SLU



SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
1.71995e+002
1.09144e+002
4.62941e+001
0.00000e+000
-7.94067e+001
-1.42257e+002
-2.05107e+002
-2.67958e+002
-3.30808e+002
-3.93659e+002
-4.56509e+002
-5.19359e+002
CBALL: RC ENV_SE-
AVG NODAL
MAX : 6218
MIN : 6035
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION
Y:-0.676
126.7
139.5
59.8
66.5
209.3
215.6
58.7
201.2
64.4
156.4
42.0
42.9

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	449,5	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,040	m
Momento resistente	M_{Rd}	330,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,053	/
Area minima da normativa	A_{min}	1125	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	1150	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1150	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	18	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	18	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$		mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	48	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0515	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,000164	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	34	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-541304	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	497487	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	43817	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,064	/
Momento resistente	M_{Rd}	365,0	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	330,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	800	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	750	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	800000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	154000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	220000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	444	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,92	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10763	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,51	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	101	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	3937689034	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	3,96	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	169	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	13	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	5,66	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	242	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	19	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

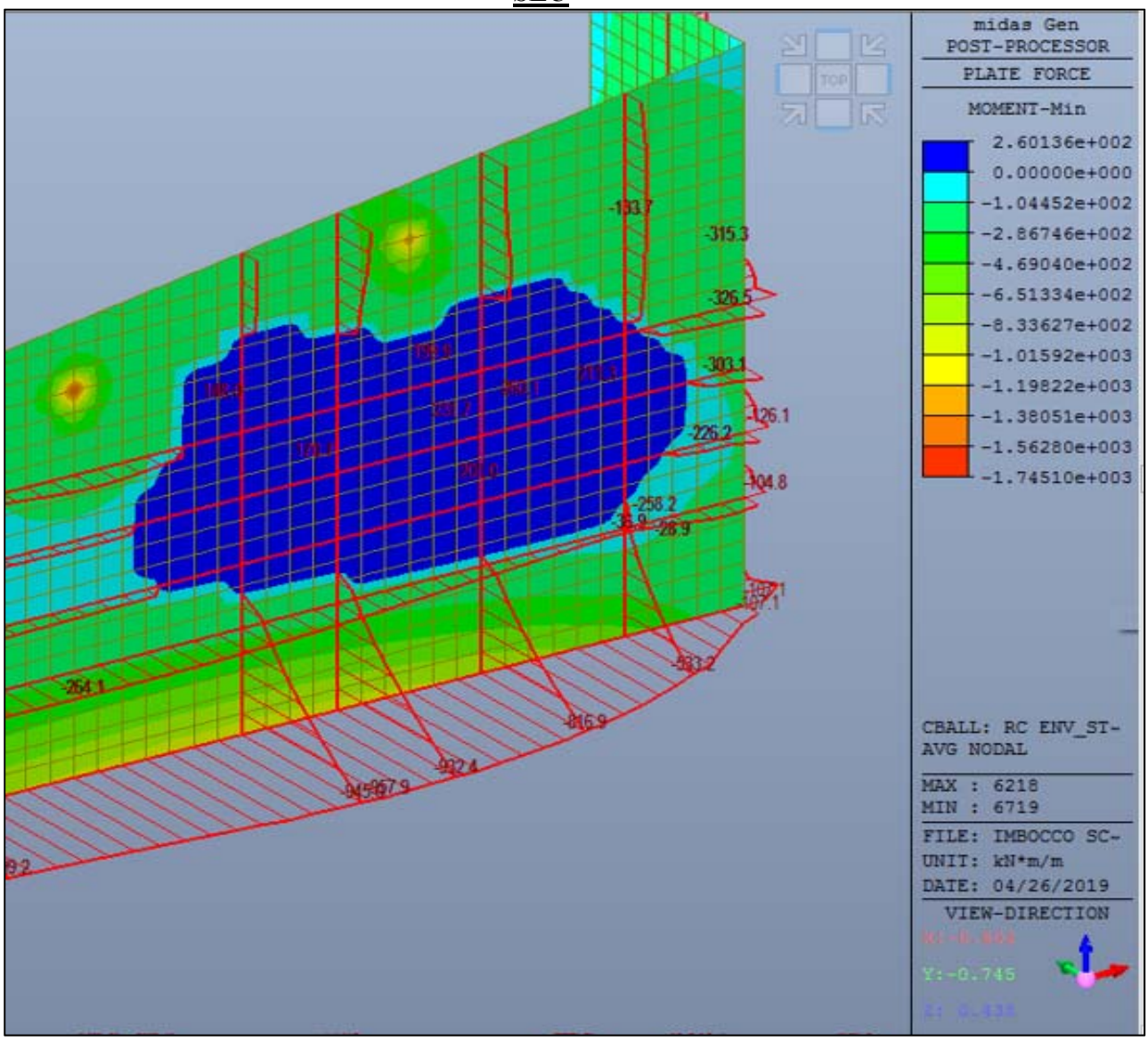
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	156	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	10289260942	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	2,34	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	173	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	3,34	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	248	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	169	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,010	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm}\geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00048	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	18	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	277	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,228	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k\leq$ 0.3 mm	VERIFICATO	

PARETI (ZONA F)

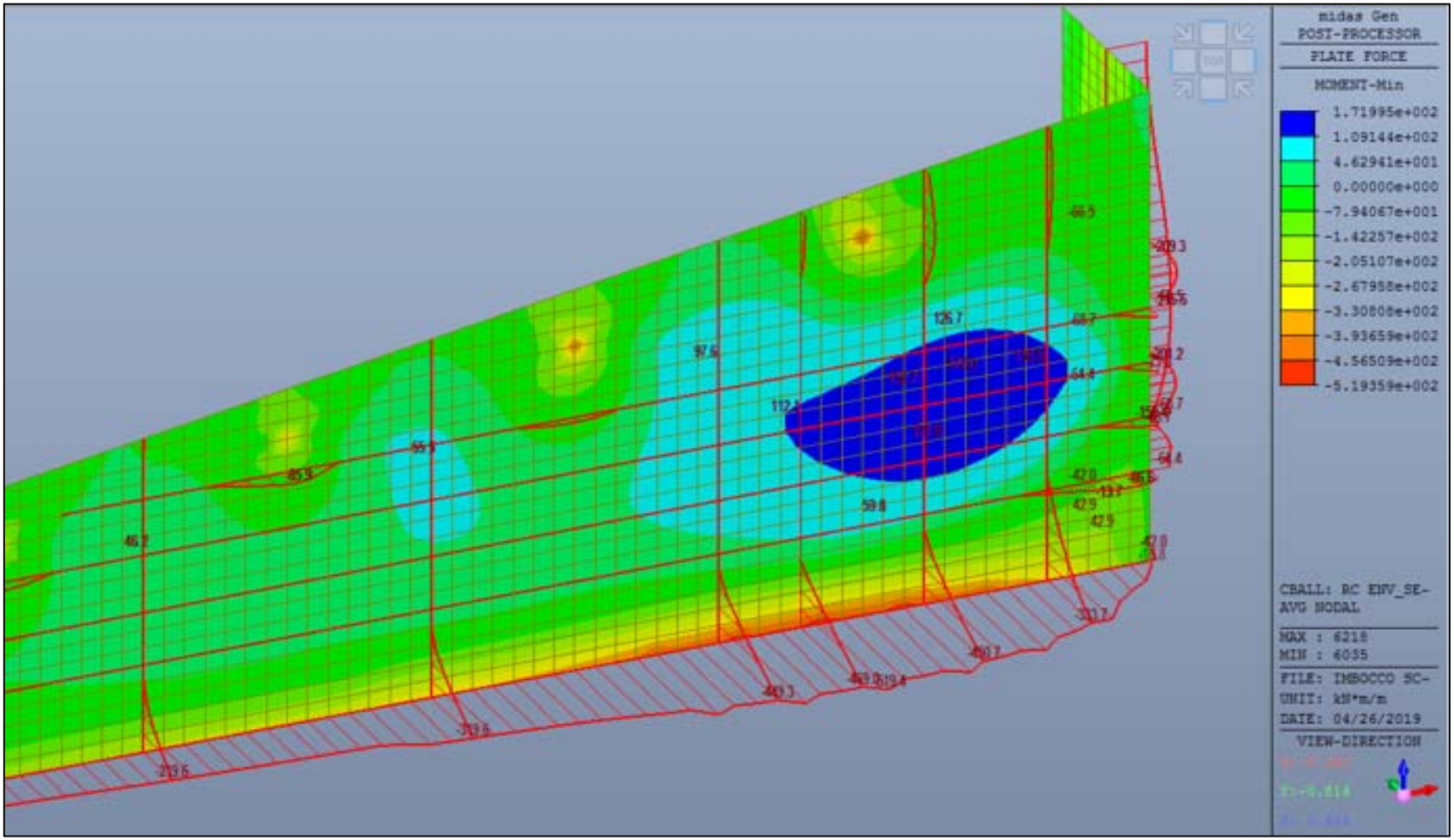
INCASTRO

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	950,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	322,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	460,0	kNm

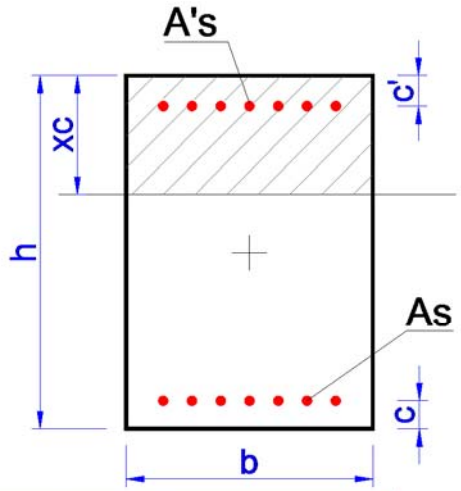
SLU



SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
1.71995e+002
1.09144e+002
4.62941e+001
0.00000e+000
-7.94067e+001
-1.42257e+002
-2.05107e+002
-2.67958e+002
-3.30808e+002
-3.93659e+002
-4.56509e+002
-5.19359e+002
CBALL: RC ENV_SE-AVG NODAL
MAX : 6218
MIN : 6035
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURA LONGITUDINALE



Geometria della sezione		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	950	[kNm]
N	300	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	26	26,55	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		26,55	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	20	15,71	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		15,71	

Materiali									
	γc	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α fcd [Mpa]	fcc/fcd	ε_{c2}	ε_{cu2}
C25/30	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γE	γs	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ε_{ys}	ε_{uk}	α_s	ε_{ud}
B450C	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

◉ N costante

○ e costante

calcola

N ultimo	xc
300,0 [kN]	**8,04 [cm]**
Momento ultimo	**FS**
1085,0 [kNm]	**1,14**

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1000	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1000000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	322000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	460000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10929	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	2655	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1571	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	161	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	12526480998	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	4,14	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	135	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	19	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	5,92	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	193	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	27	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

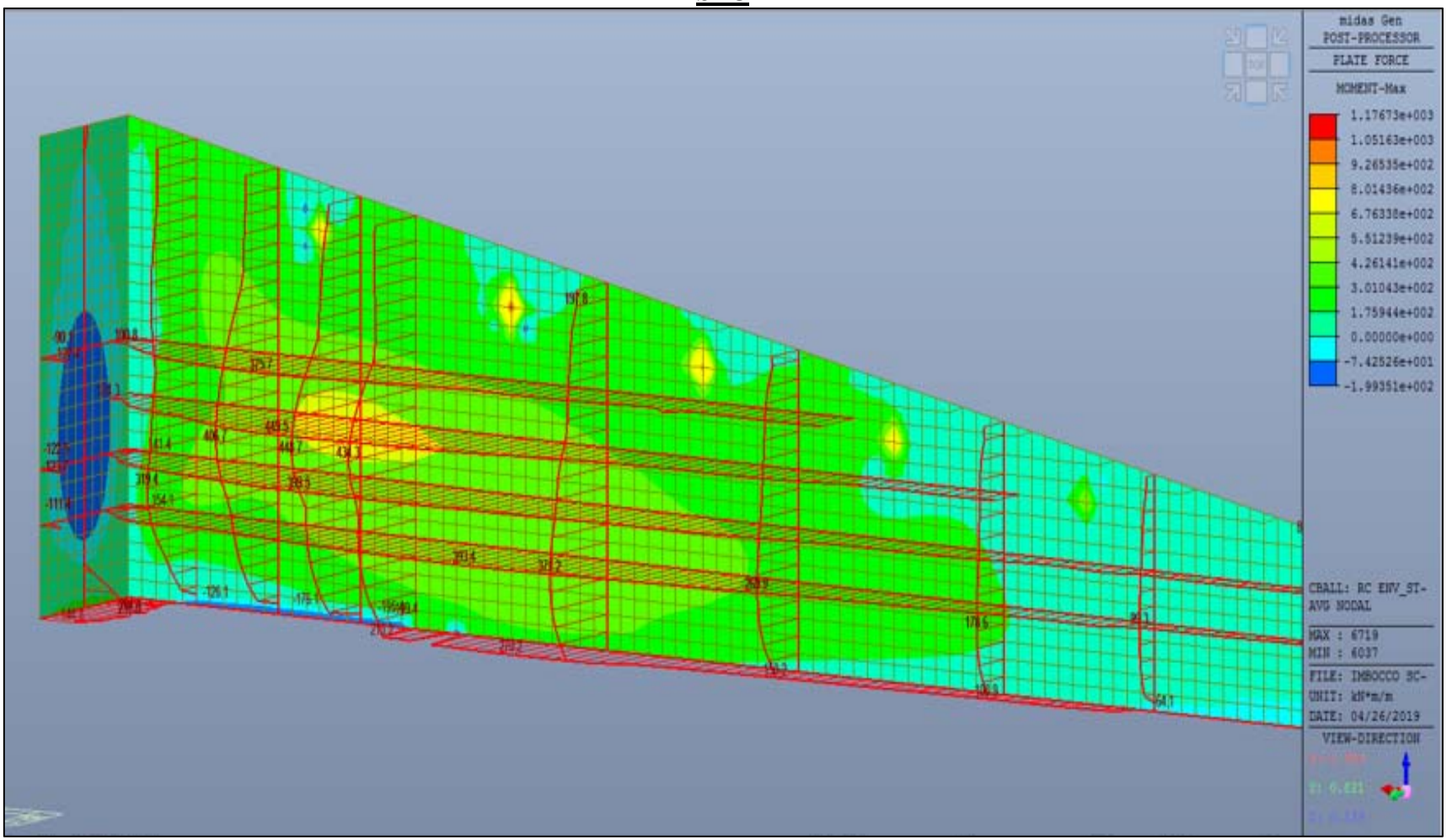
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	246	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	31342019709	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	2,53	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	139	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	3,61	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	198	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	135	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,021	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00039	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	26	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	222	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,146	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

PARETI (ZONA F)

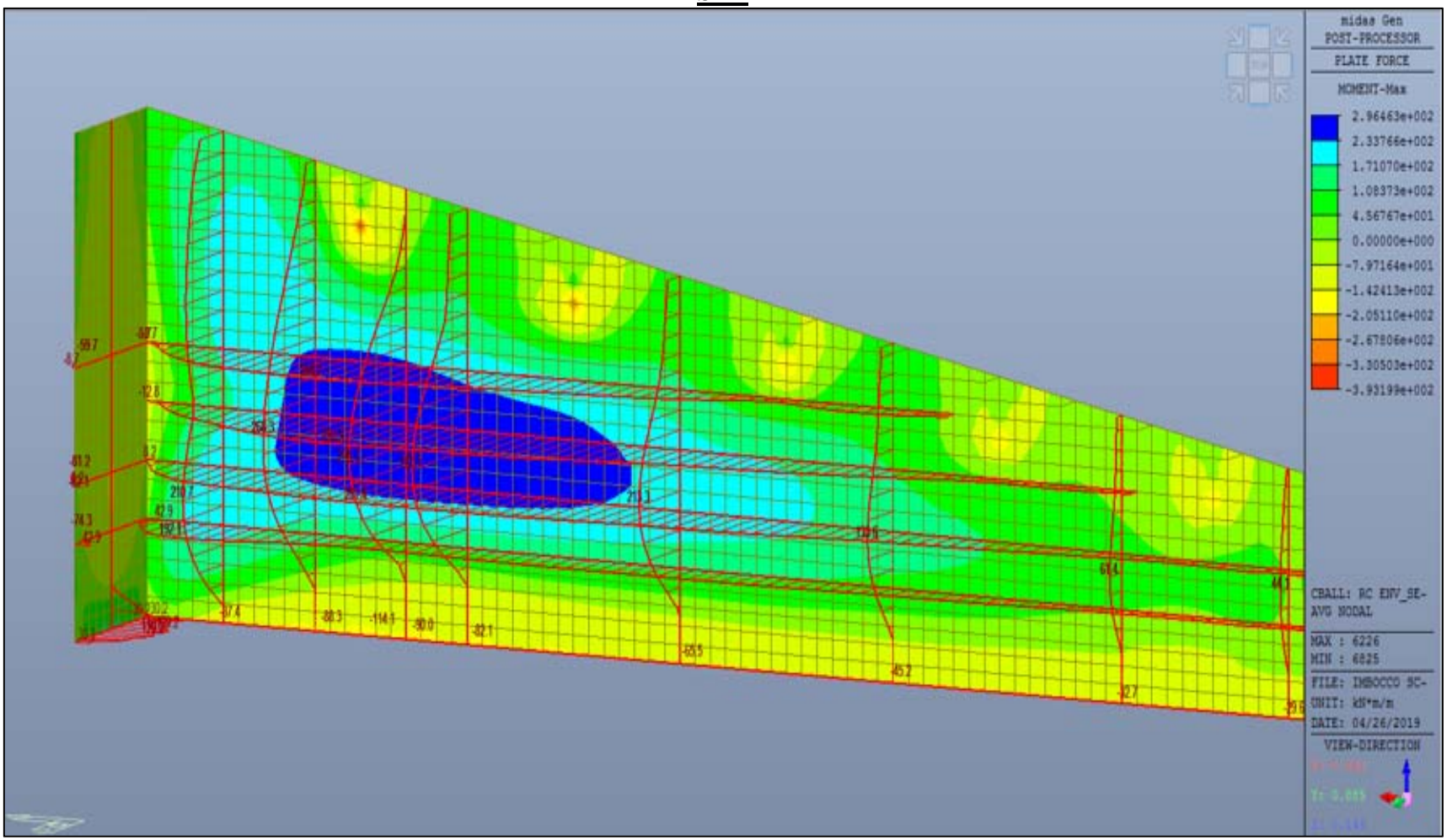
ELEVAZIONE

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	450,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	210,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	300,0	kNm

SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
1.17673e+003
1.05163e+003
9.26535e+002
8.01436e+002
6.76338e+002
5.51239e+002
4.26141e+002
3.01043e+002
1.75944e+002
0.00000e+000
-7.42526e+001
-1.99351e+002
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 6719
MIN : 6037
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
2.96463e+002
2.33766e+002
1.71070e+002
1.08373e+002
4.56767e+001
0.00000e+000
-7.97164e+001
-1.42413e+002
-2.05110e+002
-2.67806e+002
-3.30503e+002
-3.93199e+002
CBALL: RC ENV_SE-
AVG NODAL
MAX : 6226
MIN : 6825
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURA LONGITUDINALE

Risultante delle forze di compressione	C	482,4	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,043	m
Momento resistente	M_{Rd}	450,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	$\xi=x/d$	0,045	/
Area minima da normativa	A_{min}	1425	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	1234	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1425	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	18	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	18	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	48	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0661	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,000164	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	34	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-541304	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	497487	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	43817	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,050	/
Momento resistente	M_{Rd}	464,5	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	450,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1000	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1000000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	210000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	300000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10929	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	115	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	6456065175	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	3,74	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	181	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	14	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	5,35	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	259	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	20	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

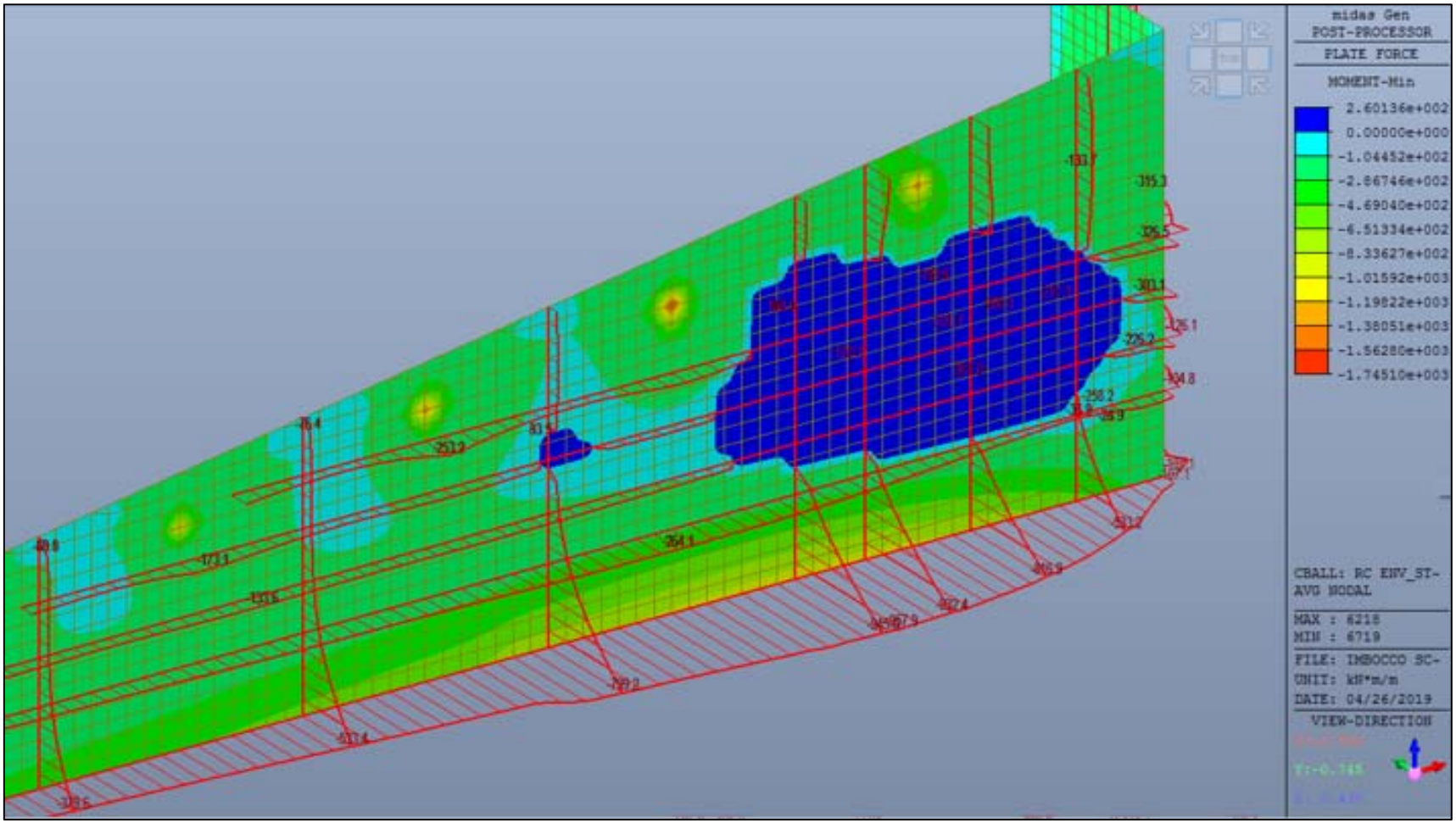
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	178	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	16830103851	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	2,22	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	185	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	3,18	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	264	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	181	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,010	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00052	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	18	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	277	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,244	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

PARETI (ZONA E)

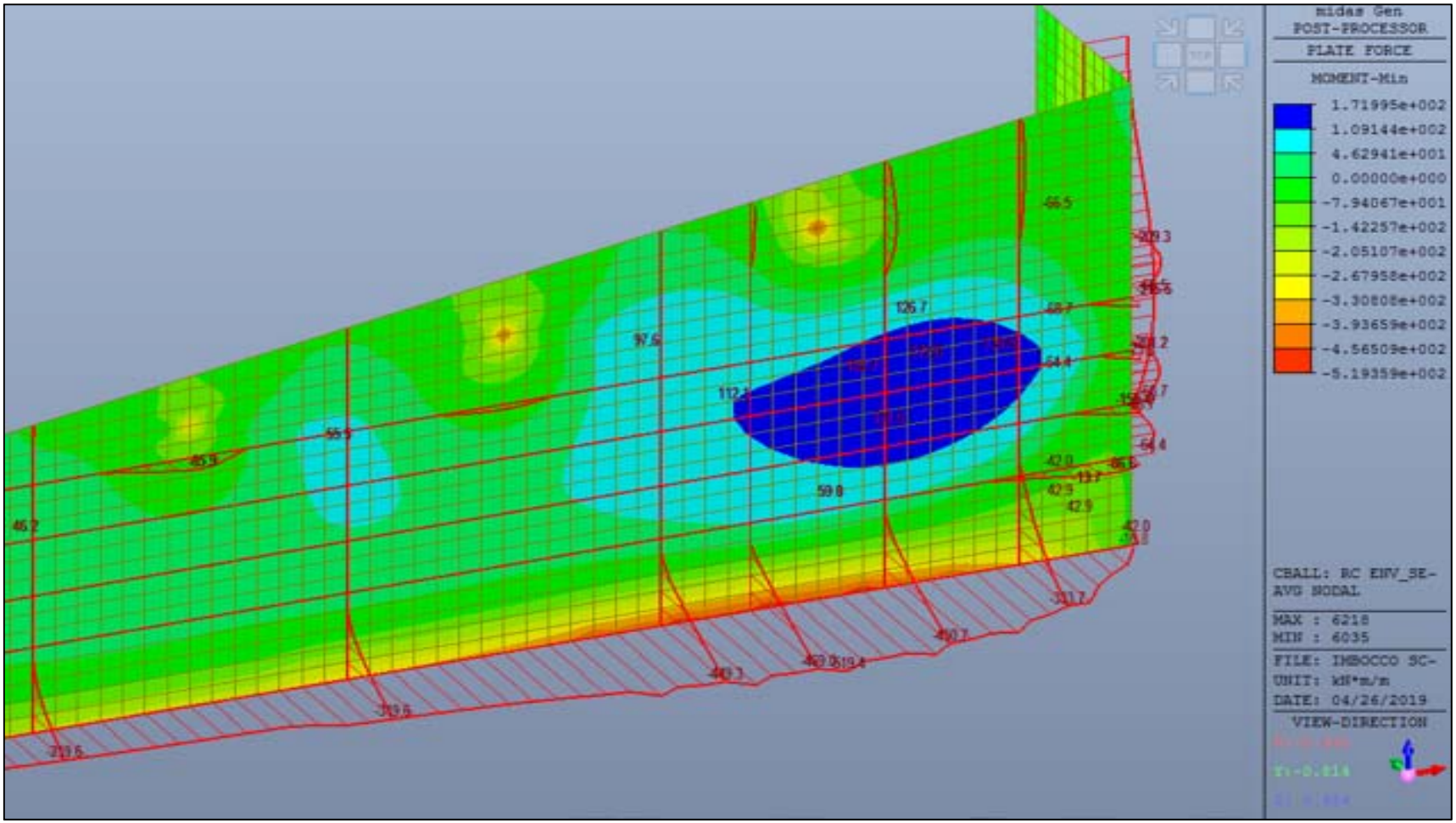
INCASTRO

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	800,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	224,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	320,0	kNm

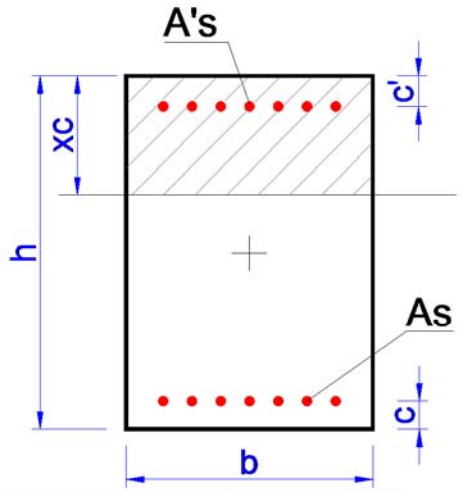
SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
2.60136e+002
0.00000e+000
-1.04452e+002
-2.86746e+002
-4.69040e+002
-6.51334e+002
-8.33627e+002
-1.01592e+003
-1.19822e+003
-1.38051e+003
-1.56280e+003
-1.74510e+003
CBALL: RC ENV_ST-AVG NODAL
MAX : 6218
MIN : 6719
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
1.71995e+002
1.09144e+002
4.62941e+001
0.00000e+000
-7.94067e+001
-1.42257e+002
-2.05107e+002
-2.67958e+002
-3.30808e+002
-3.93659e+002
-4.56509e+002
-5.19359e+002
CBALL: RC ENV_SE-
AVG NODAL
MAX : 6218
MIN : 6035
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURA LONGITUDINALE



Geometria della sezione		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	800	[kNm]
N	300	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	24	22,62	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		22,62	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	20	15,71	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		15,71	

Materiali									
	γc	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α fcd [Mpa]	fcc/fcd	ε_{c2}	ε_{cu2}
C25/30	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γE	γs	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ε_{ys}	ε_{uk}	α_s	ε_{ud}
B450C	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

◉ N costante

○ e costante

calcola

N ultimo	xc
300,0 [kN]	**7,31 [cm]**
Momento ultimo	**FS**
948,0 [kNm]	**1,19**

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1000	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1000000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	224000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	320000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10929	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	2262	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1571	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	150	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	10872456566	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	3,08	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	110	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	14	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	4,40	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	157	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	20	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

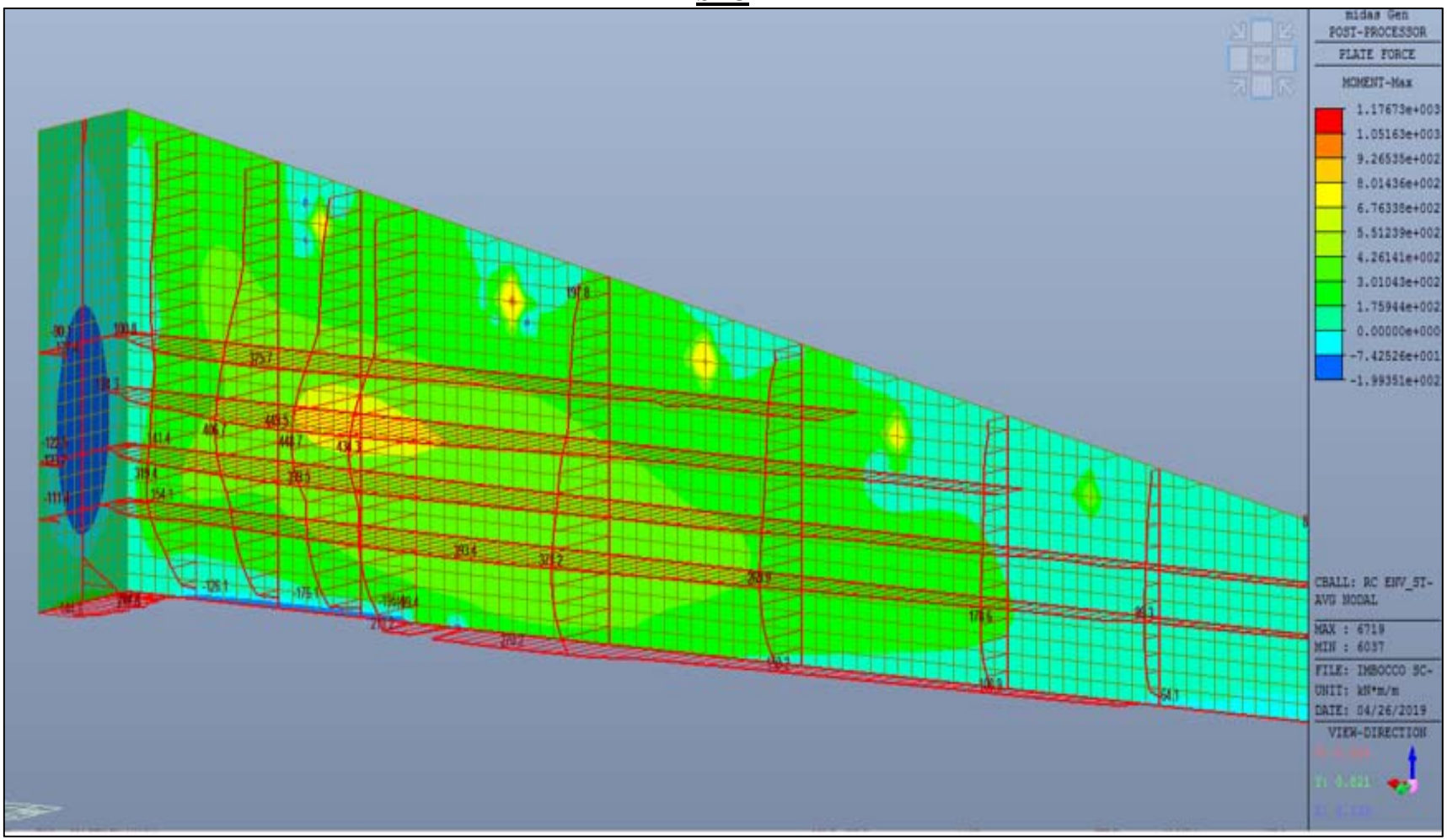
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	229	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	27513466869	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	1,86	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	113	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	2,66	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	161	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	110	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,018	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00031	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	24	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	233	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,124	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

PARETI (ZONA E)

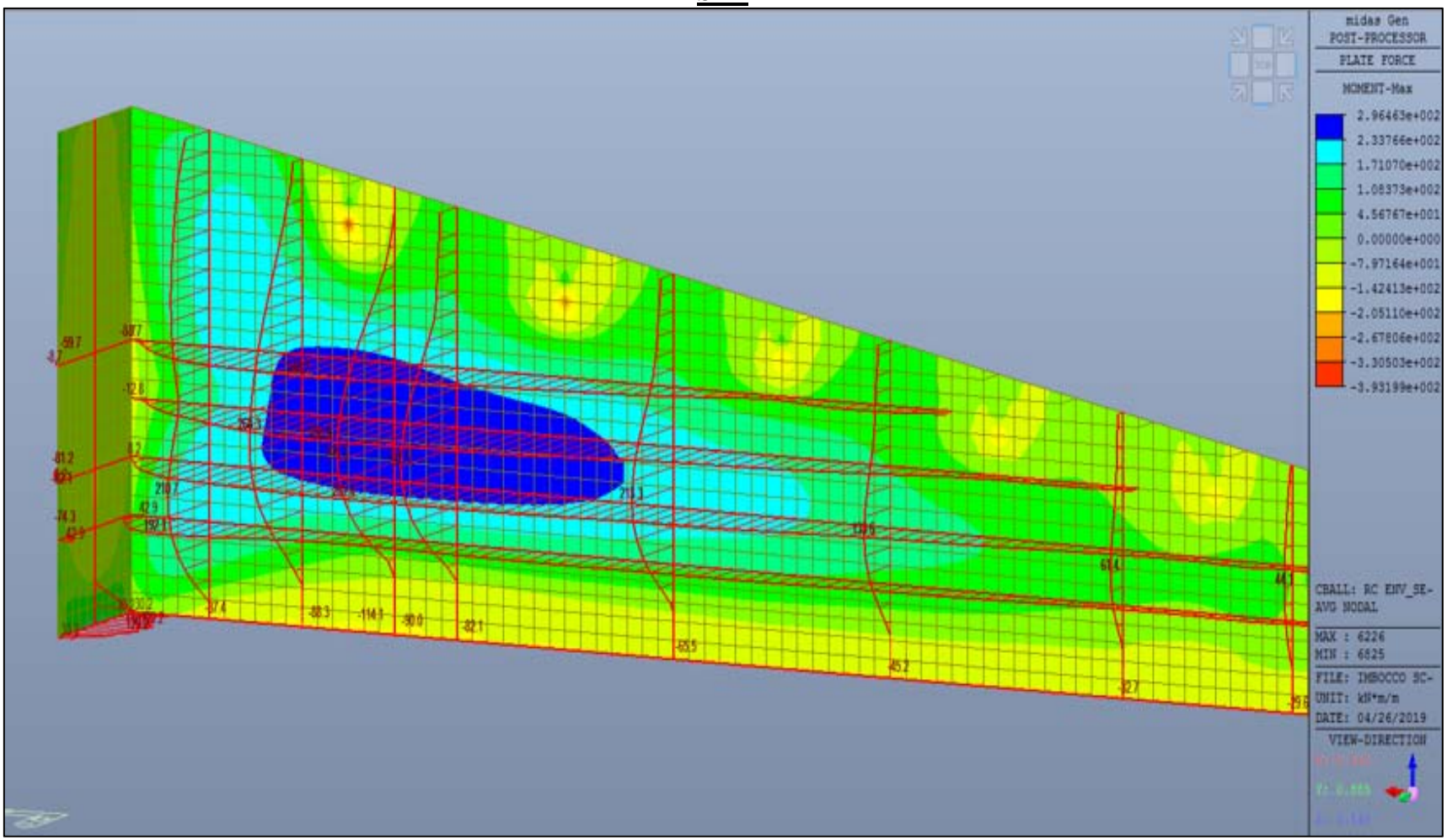
ELEVAZIONE

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	375,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	150,5	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	215,0	kNm

SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
1.17673e+003
1.05163e+003
9.26535e+002
8.01436e+002
6.76338e+002
5.51239e+002
4.26141e+002
3.01043e+002
1.75944e+002
0.00000e+000
-7.42526e+001
-1.99351e+002
CBALL: RC ENV_ST-AVG NODAL
MAX : 6719
MIN : 6037
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
2.96463e+002
2.33766e+002
1.71070e+002
1.08373e+002
4.56767e+001
0.00000e+000
-7.97164e+001
-1.42413e+002
-2.05110e+002
-2.67806e+002
-3.30503e+002
-3.93199e+002
CBALL: RC ENV_SE-AVG NODAL
MAX : 6226
MIN : 6825
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	400,7	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,035	m
Momento resistente	M_{Rd}	375,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,037	/
Area minima da normativa	A_{min}	1425	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	1025	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1425	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	18	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	18	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$		mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	48	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0661	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,000164	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	34	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-541304	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	497487	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	43817	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,050	/
Momento resistente	M_{Rd}	464,5	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	375,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1000	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1000000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	150500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	215000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10929	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	115	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	6456065175	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	2,68	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	130	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	10	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	3,83	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	186	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	14	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

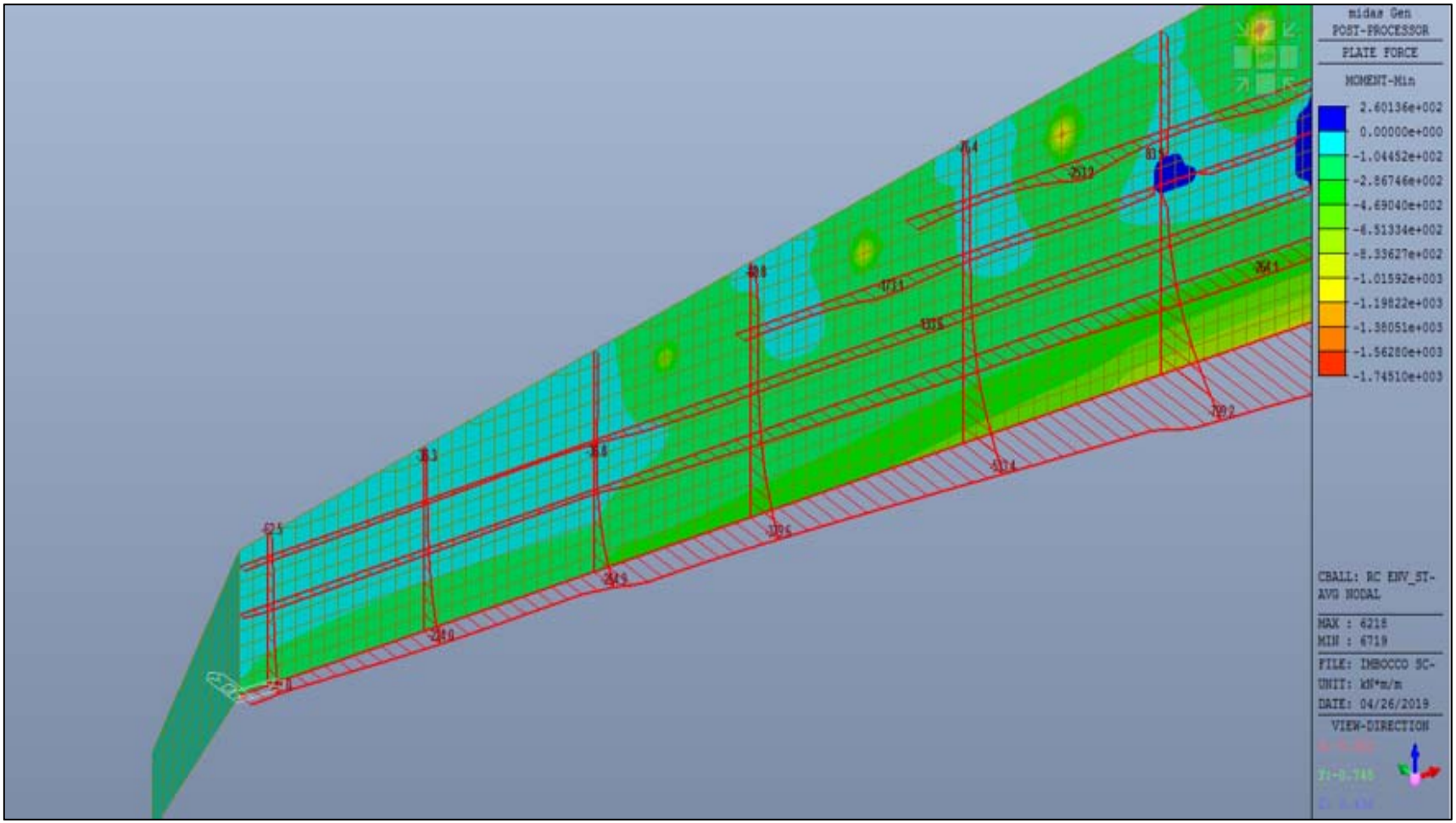
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	178	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	16830103851	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	1,59	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	133	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	2,28	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	189	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	130	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,010	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00037	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	18	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	277	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,175	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

PARETI (ZONA D)

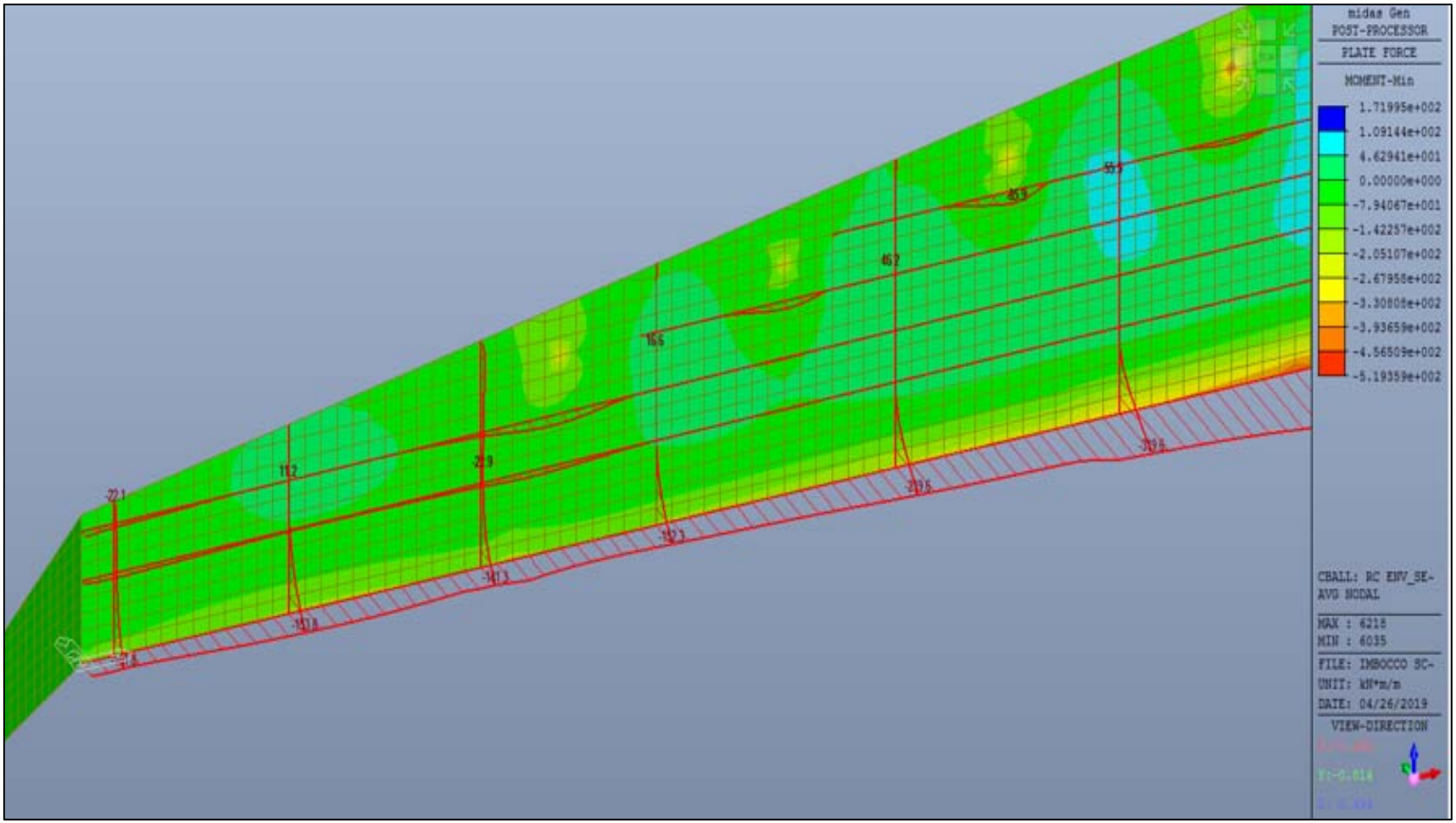
INCASTRO

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	540,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	154,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	220,0	kNm

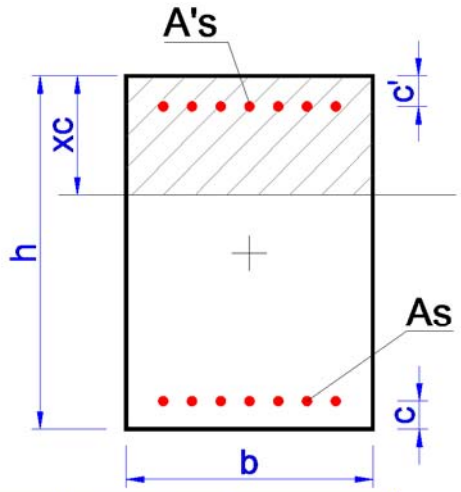
SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
2.60136e+002
0.00000e+000
-1.04452e+002
-2.86746e+002
-4.69040e+002
-6.51334e+002
-8.33627e+002
-1.01592e+003
-1.19822e+003
-1.38051e+003
-1.56280e+003
-1.74510e+003
CBALL: RC ENV_ST-AVG NODAL
MAX : 6218
MIN : 6719
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
1.71995e+002
1.09144e+002
4.62941e+001
0.00000e+000
-7.94067e+001
-1.42257e+002
-2.05107e+002
-2.67958e+002
-3.30808e+002
-3.93659e+002
-4.56509e+002
-5.19359e+002
CBALL: SC ENV_SE-AVG NODAL
MAX : 6218
MIN : 6035
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURA LONGITUDINALE



Geometria della sezione		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	550	[kNm]
N	200	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	22	19,01	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		19,01	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	20	15,71	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		15,71	

Materiali									
	γc	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α fcd [Mpa]	fcc/fcd	ε_{c2}	ε_{cu2}
C25/30	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γE	γs	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ε_{ys}	ε_{uk}	α_s	ε_{ud}
B450C	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

◉ N costante

○ e costante

calcola

N ultimo	xc
200,0 [kN]	**6,28 [cm]**
Momento ultimo	**FS**
776,6 [kNm]	**1,41**

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1000	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1000000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	154000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	220000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10929	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1901	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1571	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	138	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	9306045691	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	2,28	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	90	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	10	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	3,26	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	128	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	14	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

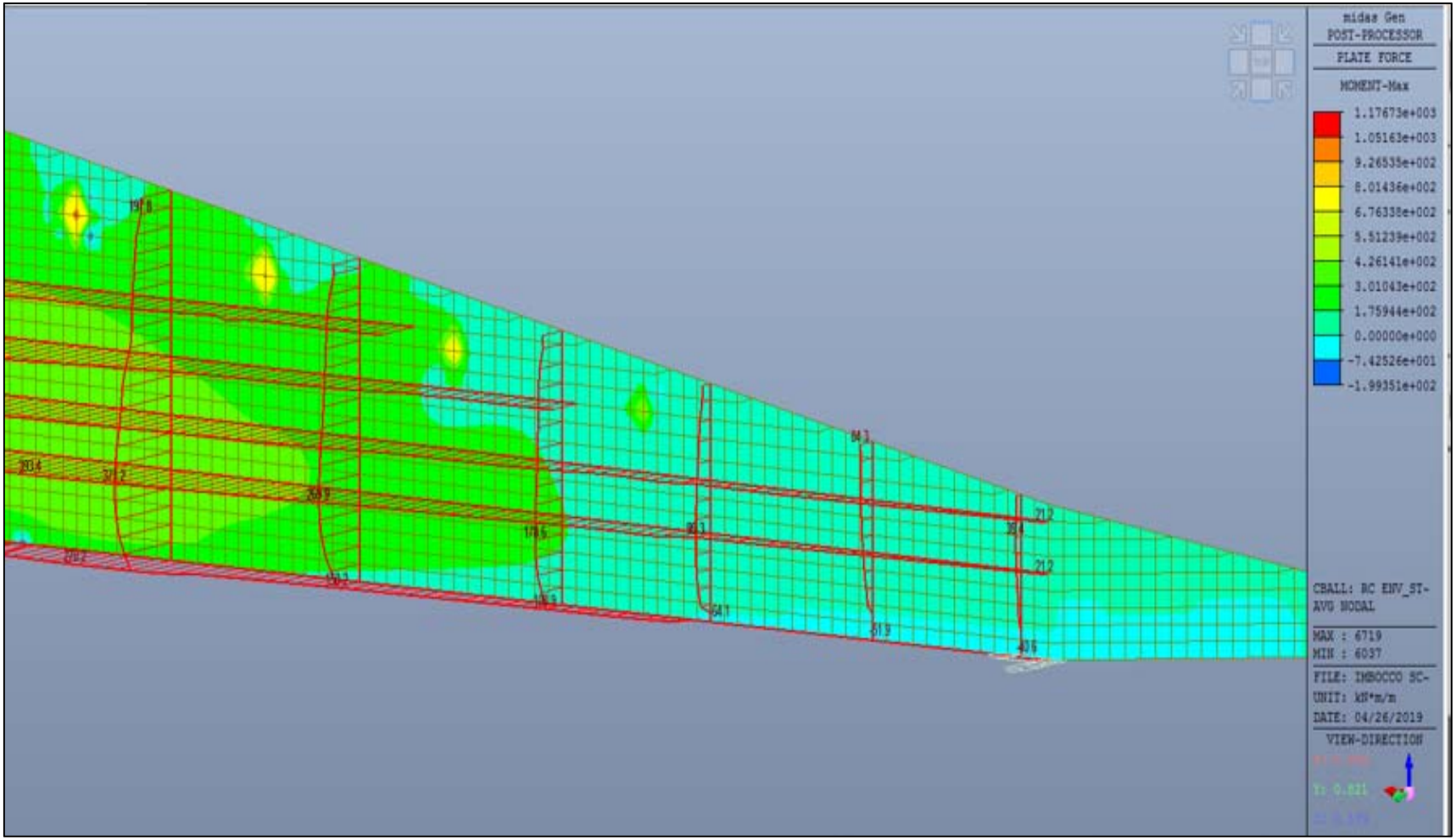
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	211	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	23817670313	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	1,37	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	92	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	1,95	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	131	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	90	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,015	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00026	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	22	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	245	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,107	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

PARETI (ZONA D)

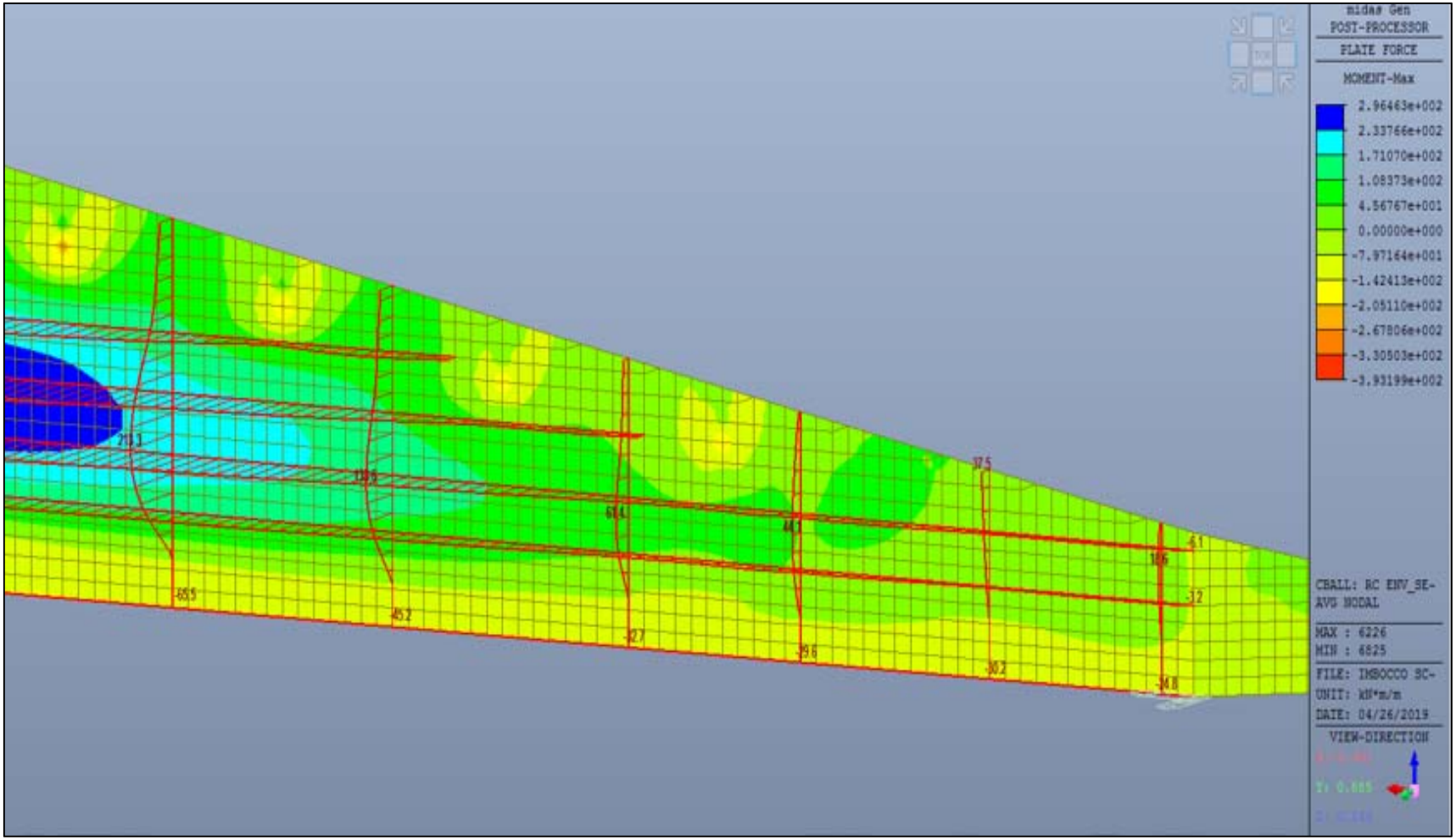
ELEVAZIONE

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	270,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	94,5	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	135,0	kNm

SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
1.17673e+003
1.05163e+003
9.26535e+002
8.01436e+002
6.76338e+002
5.51239e+002
4.26141e+002
3.01043e+002
1.75944e+002
0.00000e+000
-7.42526e+001
-1.99351e+002
CBALL: SC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 6719
MIN : 6037
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
2.96463e+002
2.33766e+002
1.71070e+002
1.08373e+002
4.56767e+001
0.00000e+000
-7.97164e+001
-1.42413e+002
-2.05110e+002
-2.67806e+002
-3.30503e+002
-3.93199e+002
CBALL: RC ENV_SE-AVG NODAL
MAX : 6226
MIN : 6825
FILE: INSOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURA LONGITUDINALE

Risultante delle forze di compressione	C	287,3	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,025	m
Momento resistente	M_{Rd}	270,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,027	/
Area minima da normativa	A_{min}	1425	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	735	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1425	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	18	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	18	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$		mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	48	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0661	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,000164	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	34	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-541304	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	497487	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	43817	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,050	/
Momento resistente	M_{Rd}	464,5	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	270,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1000	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1000000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	94500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	135000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10929	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	115	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	6456065175	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	1,68	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	82	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	6	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	2,41	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	116	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	9	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

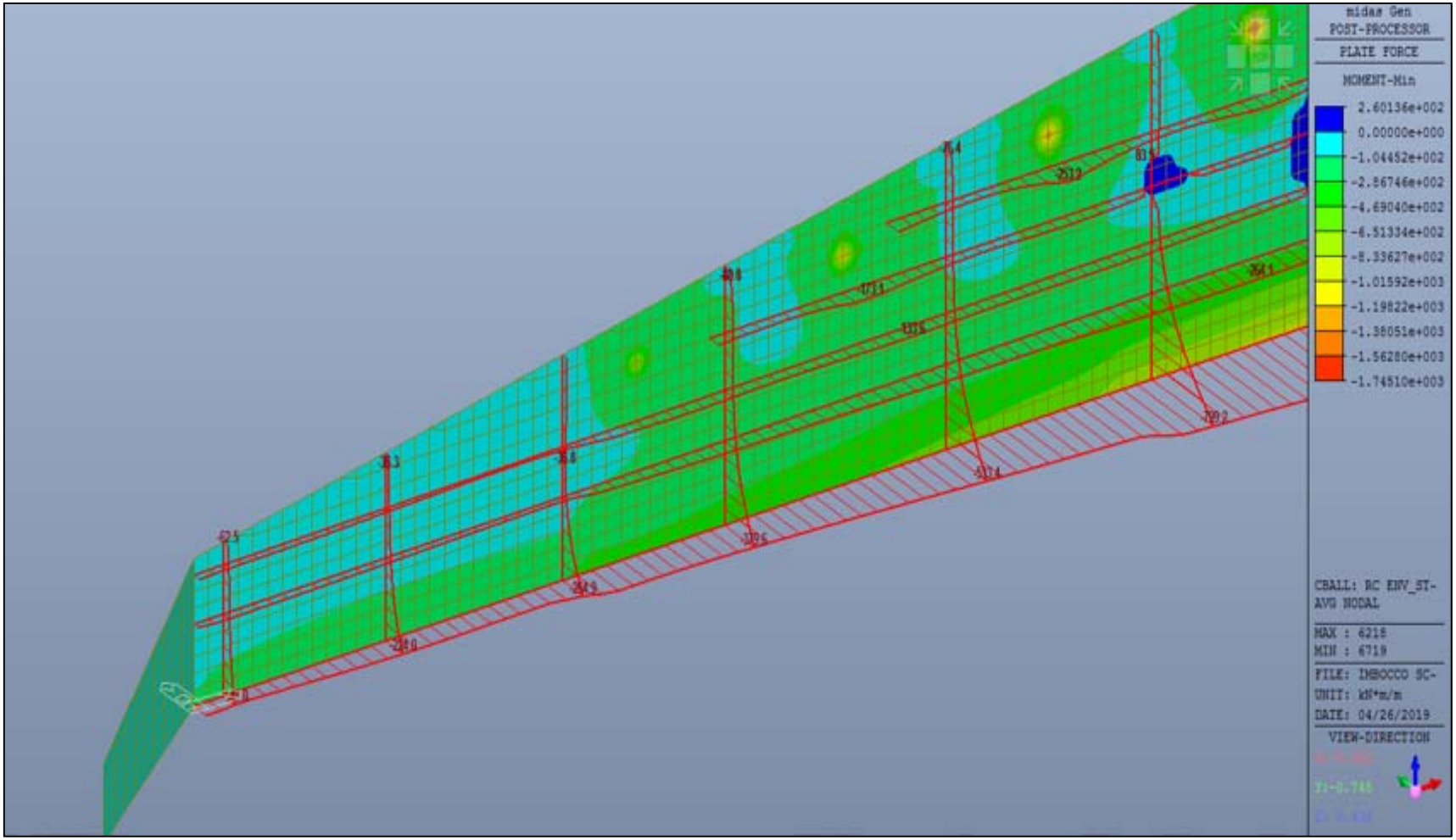
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	178	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	16830103851	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	1,00	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	83	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	1,43	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	119	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	82	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,010	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00023	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	18	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	277	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,110	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

PARETI (ZONA C)

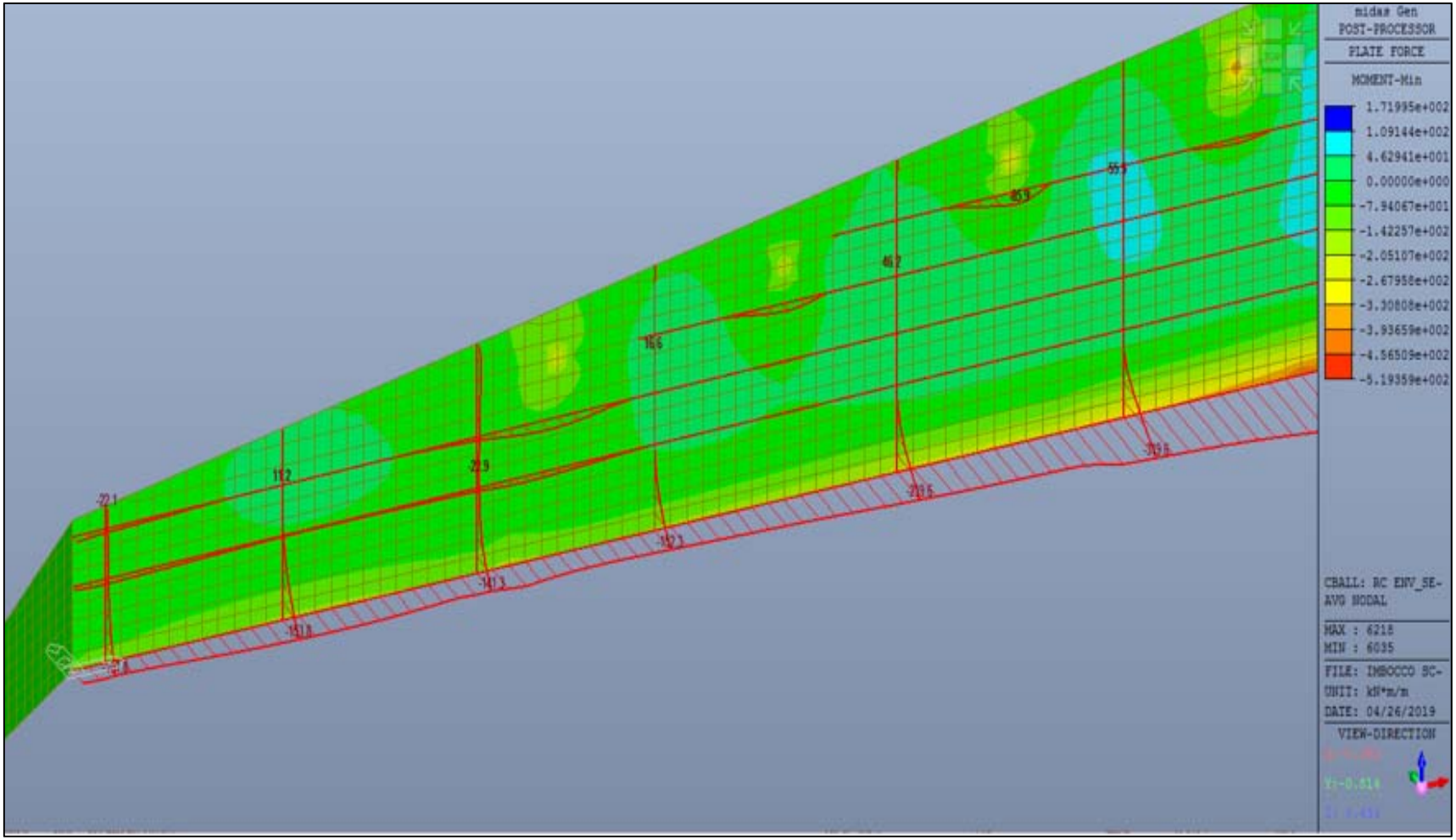
INCASTRO

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	380,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	108,5	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	155,0	kNm

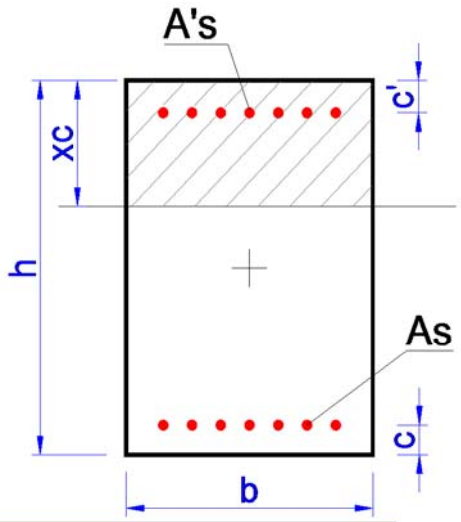
SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
2.60136e+002
0.00000e+000
-1.04452e+002
-2.86746e+002
-4.69040e+002
-6.51334e+002
-8.33627e+002
-1.01592e+003
-1.19822e+003
-1.38051e+003
-1.56280e+003
-1.74510e+003
CBALL: RC ENV_ST-AVG NODAL
MAX : 6218
MIN : 6719
FILE: INBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
1.71995e+002
1.09144e+002
4.62941e+001
0.00000e+000
-7.94067e+001
-1.42257e+002
-2.05107e+002
-2.67958e+002
-3.30808e+002
-3.93659e+002
-4.56509e+002
-5.19359e+002
CBALL: RC ENV_SE-AVG NODAL
MAX : 6218
MIN : 6035
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI



Geometria della sezione		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	380	[kNm]
N	150	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	20	15,71	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		15,71	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	16	10,05	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		10,05	

Materiali									
	γc	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α fcd [Mpa]	fcc/fcd	ε_{c2}	ε_{cu2}
C25/30	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γE	γs	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ε_{ys}	ε_{uk}	α_s	ε_{ud}
B450C	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

◉ N costante

○ e costante

calcola

N ultimo	xc
150,0 [kN]	**5,81 [cm]**
Momento ultimo	**FS**
638,0 [kNm]	**1,68**

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1000	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1000000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	108500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	155000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10929	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1571	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	128	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	7814922709	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	1,77	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	76	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	7	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	2,54	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	109	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	10	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

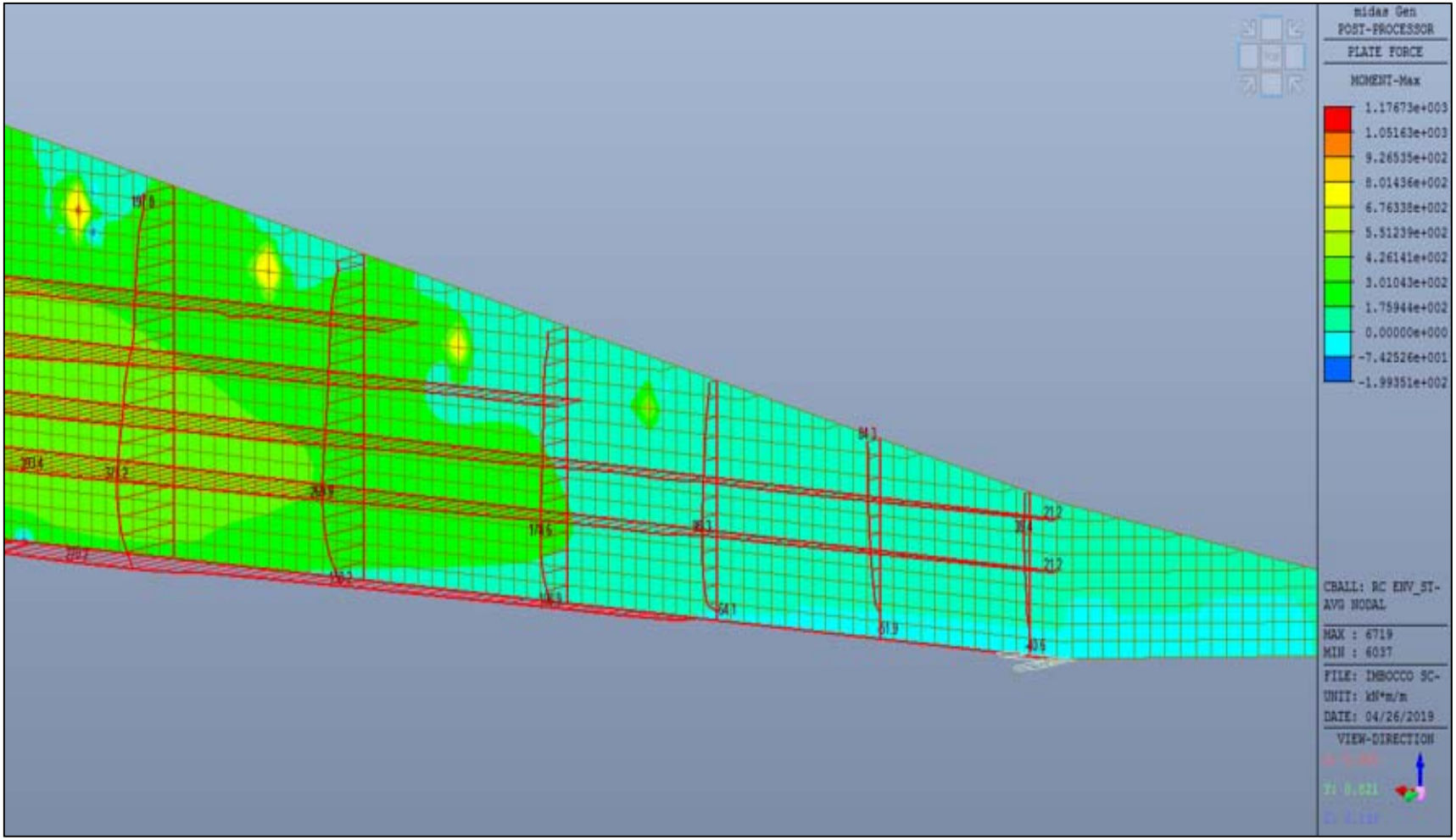
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	200	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	20056266304	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	1,08	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	78	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	1,54	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	111	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	76	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,013	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00022	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	20	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	259	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,096	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

PARETI (ZONA C)

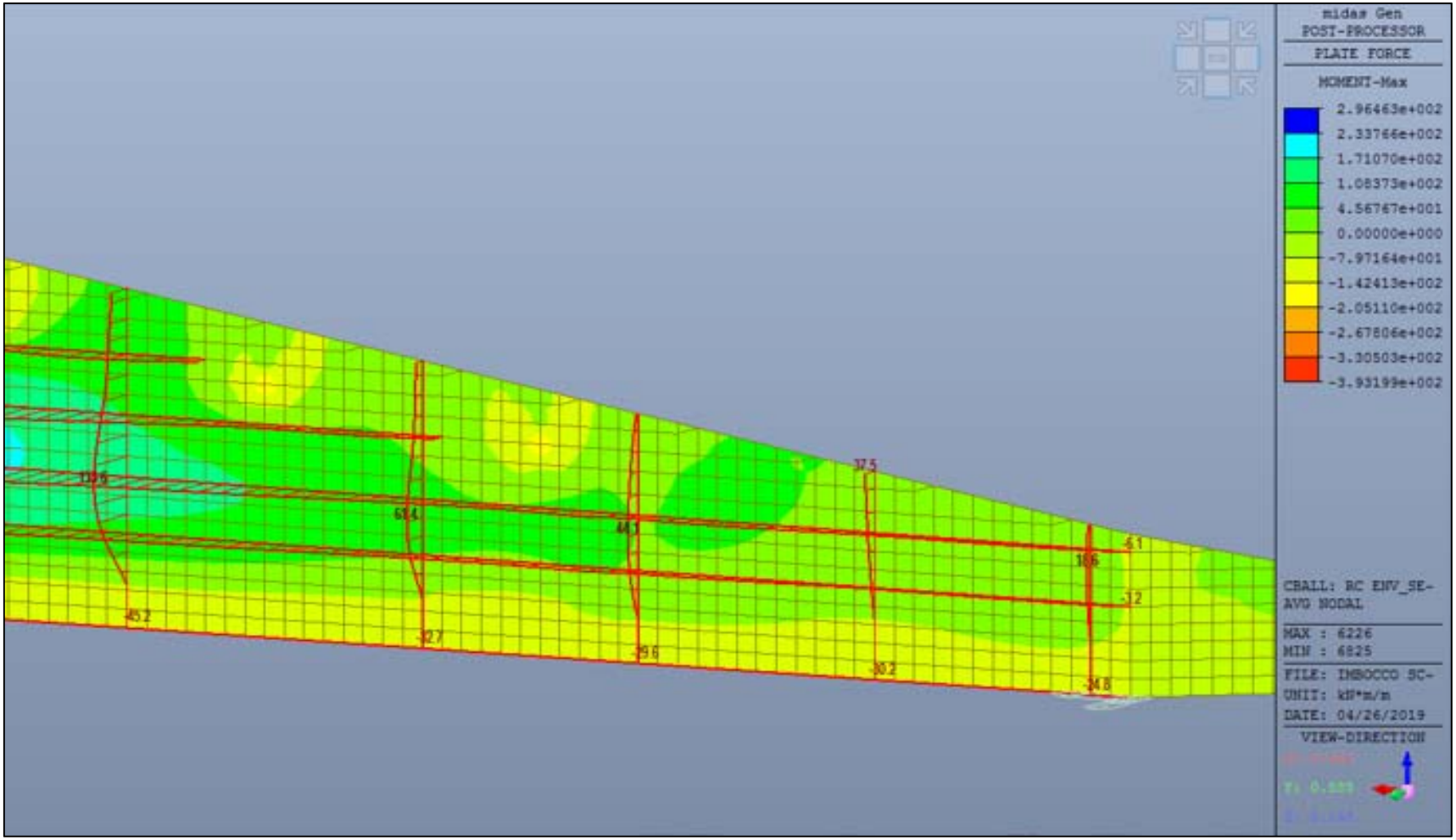
ELEVAZIONE

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	180,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	45,5	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	65,0	kNm

SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
1.17673e+003
1.05163e+003
9.26535e+002
8.01436e+002
6.76338e+002
5.51239e+002
4.26141e+002
3.01043e+002
1.75944e+002
0.00000e+000
-7.42526e+001
-1.99351e+002
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 6719
MIN : 6037
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
2.96463e+002
2.33766e+002
1.71070e+002
1.08373e+002
4.56767e+001
0.00000e+000
-7.97164e+001
-1.42413e+002
-2.05110e+002
-2.67806e+002
-3.30503e+002
-3.93199e+002
CBALL: RC ENV_SE-
AVG NODAL
MAX : 6226
MIN : 6825
FILE: INBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURA LONGITUDINALE

Risultante delle forze di compressione	C	190,9	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,017	m
Momento resistente	M_{Rd}	180,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,018	/
Area minima da normativa	A_{min}	1425	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	488	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1425	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	16	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$		mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	44	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0723	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,0004916	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	103	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-496871	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	393076	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	103795	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,046	/
Momento resistente	M_{Rd}	369,9	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	180,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1000	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1000000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	45500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	65000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10929	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	104	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	5192028245	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	0,91	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	49	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	3	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	1,30	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	71	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	4	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

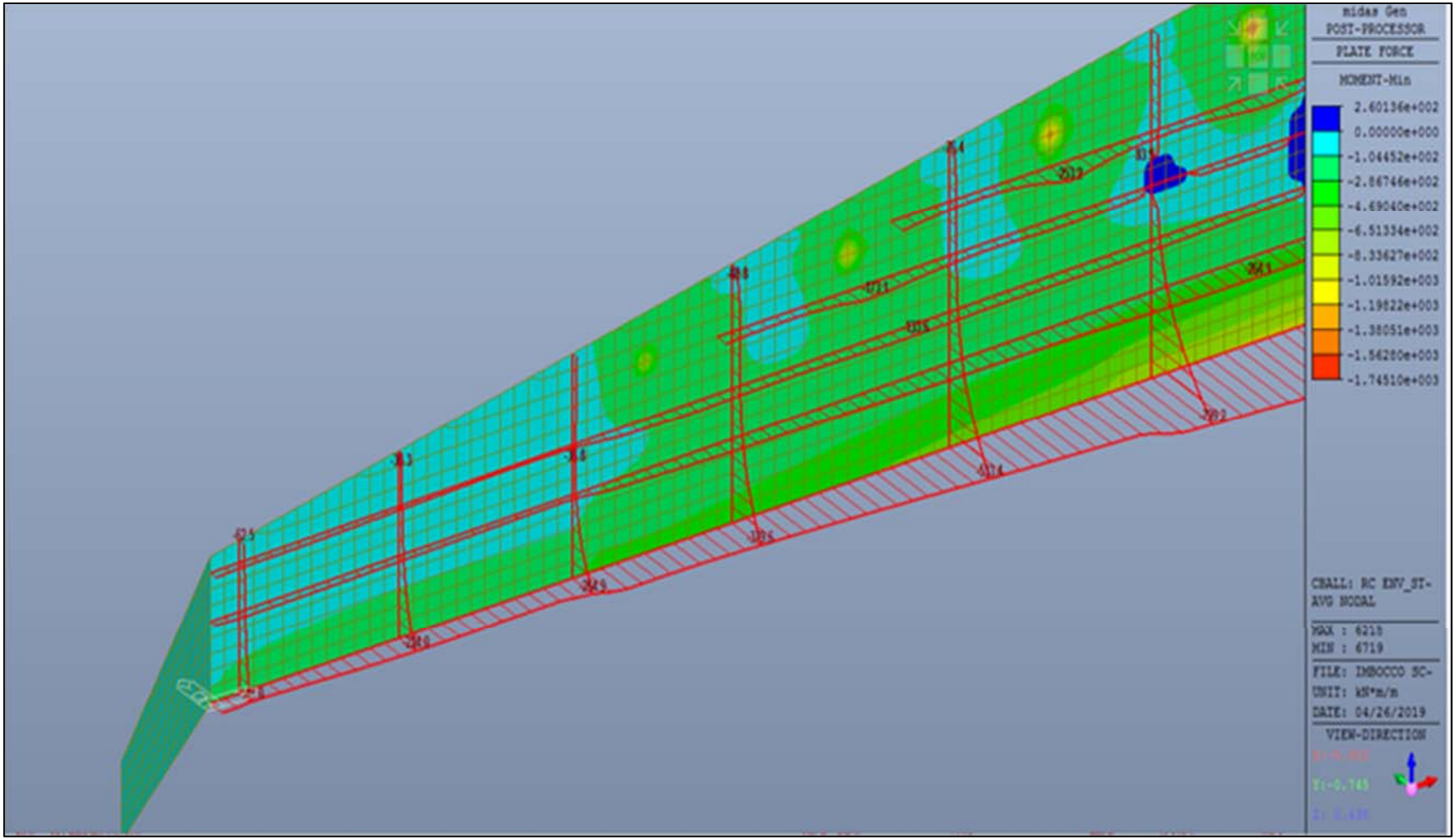
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	162	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	13641502875	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	0,54	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	50	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	0,77	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	72	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	49	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,008	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00014	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	299	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,072	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

PARETI (ZONA B)

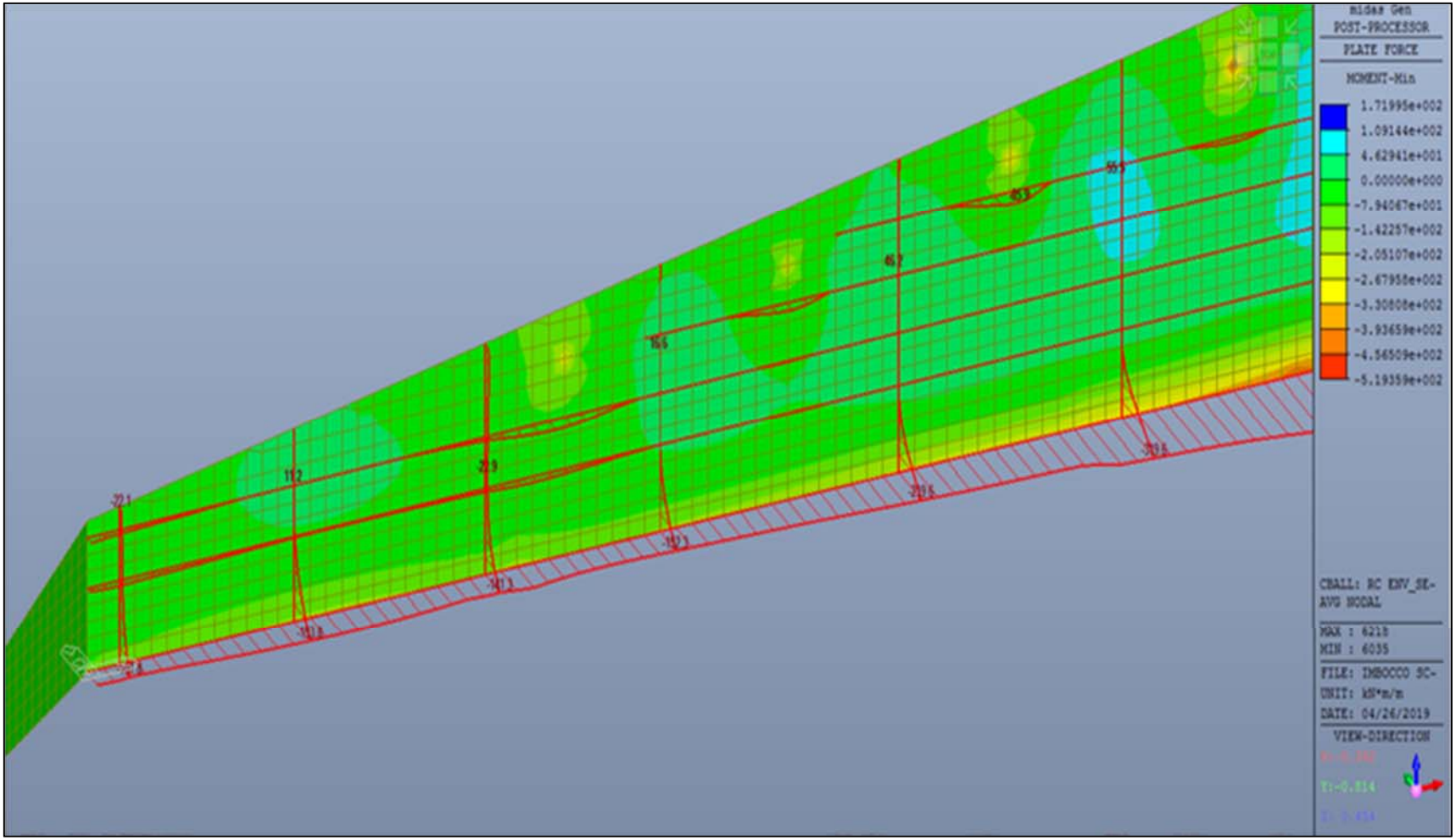
INCASTRO

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	255,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	102,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	145,0	kNm

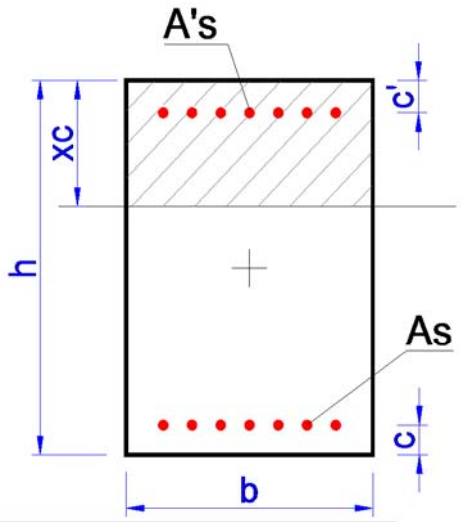
SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
2.60136e+002
0.00000e+000
-1.04452e+002
-2.86746e+002
-4.69040e+002
-6.51334e+002
-8.33627e+002
-1.01592e+003
-1.19822e+003
-1.38051e+003
-1.56280e+003
-1.74510e+003
CBALL: RC ENV_ST-AVG NODAL
MAX : 6215
MIN : 6719
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Mxx
1.71995e+002
1.09144e+002
4.62941e+001
0.00000e+000
-7.94067e+001
-1.42257e+002
-2.05107e+002
-2.67958e+002
-3.30808e+002
-3.93659e+002
-4.56509e+002
-5.19359e+002
CBALL: RC ENV_SE-AVG NODAL
MAX : 6218
MIN : 6035
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURA LONGITUDINALE



Geometria della sezione		[cm]
Altezza	h	80
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	255	[kNm]
N	100	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	18	12,72	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		12,72	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	16	10,05	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		10,05	

Materiali									
	γc	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α fcd [Mpa]	fcc/fcd	ε_{c2}	ε_{cu2}
C25/30	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γE	γs	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ε_{ys}	ε_{uk}	α_s	ε_{ud}
B450C	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

◉ N costante

○ e costante

calcola

N ultimo	xc
100,0 [kN]	**5,10 [cm]**
Momento ultimo	**FS**
400,3 [kNm]	**1,57**

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	800	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	750	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	800000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	101500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	145000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	444	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,92	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10763	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,51	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	102	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	3933643409	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	2,63	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	112	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	9	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	3,76	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	159	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	13	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

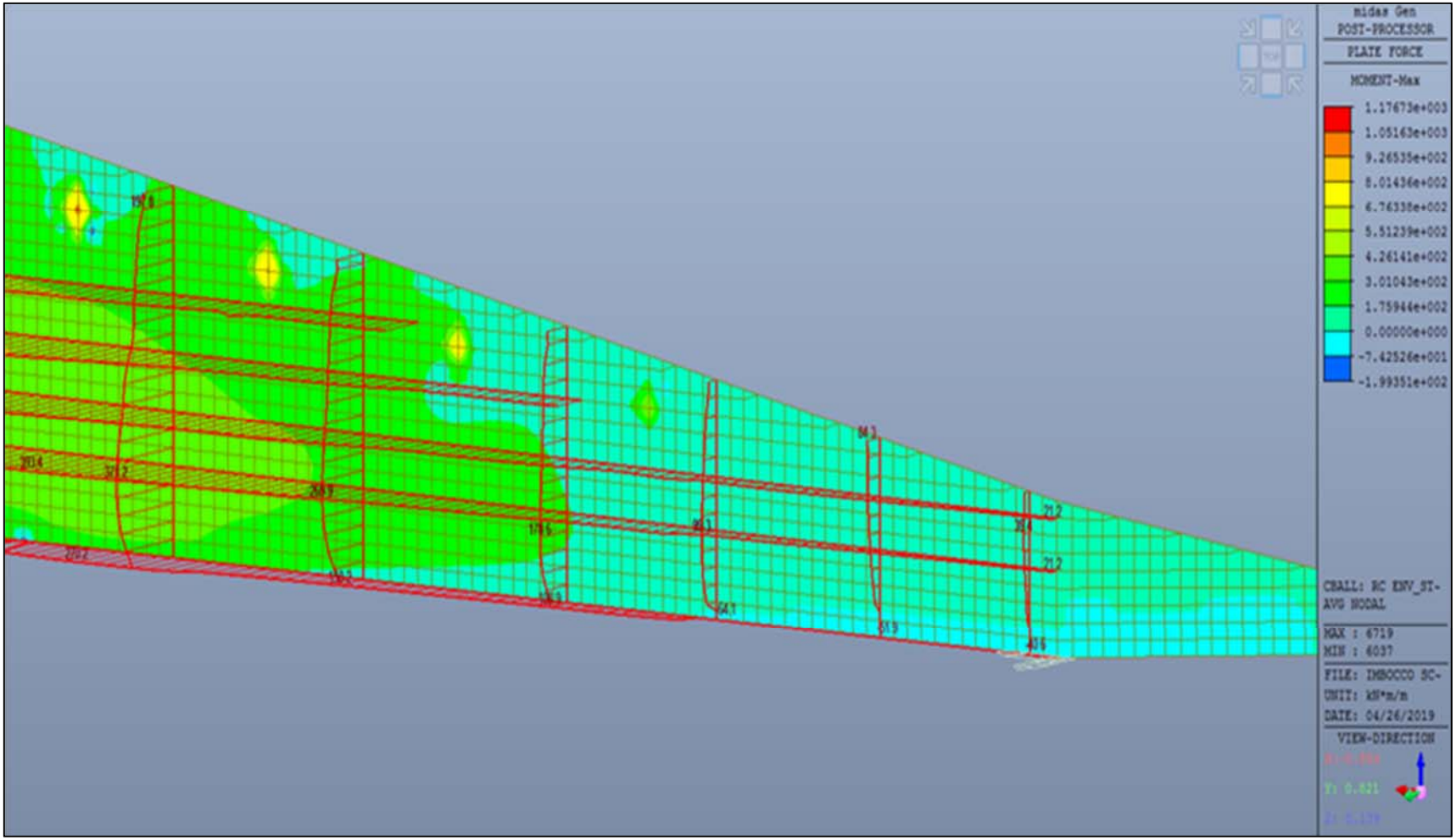
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	159	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	10231922970	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	1,58	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	114	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	2,25	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	163	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	112	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,010	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00032	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	18	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	277	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,150	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

PARETI (ZONA B)

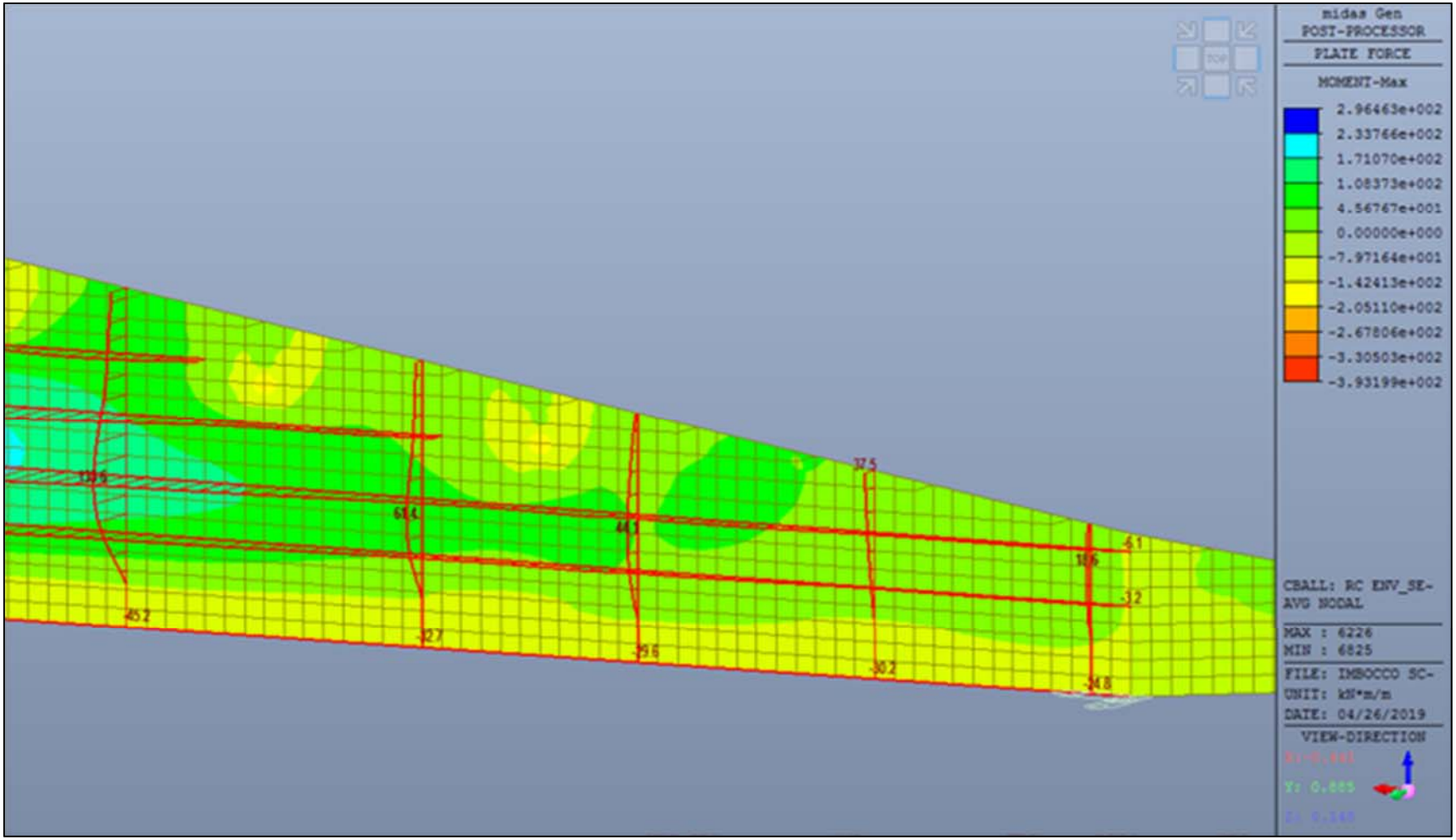
ELEVAZIONE

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	100,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	32,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	45,0	kNm

SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
1.17673e+003
1.05163e+003
9.26535e+002
8.01436e+002
6.76338e+002
5.51239e+002
4.26141e+002
3.01043e+002
1.75944e+002
0.00000e+000
-7.42526e+001
-1.99351e+002
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 6719
MIN : 6037
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
2.96463e+002
2.33766e+002
1.71070e+002
1.08373e+002
4.56767e+001
0.00000e+000
-7.97164e+001
-1.42413e+002
-2.05110e+002
-2.67806e+002
-3.30503e+002
-3.93199e+002
CBALL: RC ENV_SE-
AVG NODAL
MAX : 6226
MIN : 6825
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURA

Risultante delle forze di compressione	C	134,2	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,012	m
Momento resistente	M_{Rd}	100,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,016	/
Area minima da normativa	A_{min}	1125	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	343	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1125	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	14	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	14	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$		mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	40	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0627	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,0009164	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	192	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-449079	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	300949	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	148130	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,053	/
Momento resistente	M_{Rd}	226,0	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	100,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	800	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	750	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	800000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	31500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	45000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	444	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,92	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10763	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,51	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	81	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	2479658693	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	1,03	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	57	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	3	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	1,47	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	81	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	4	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

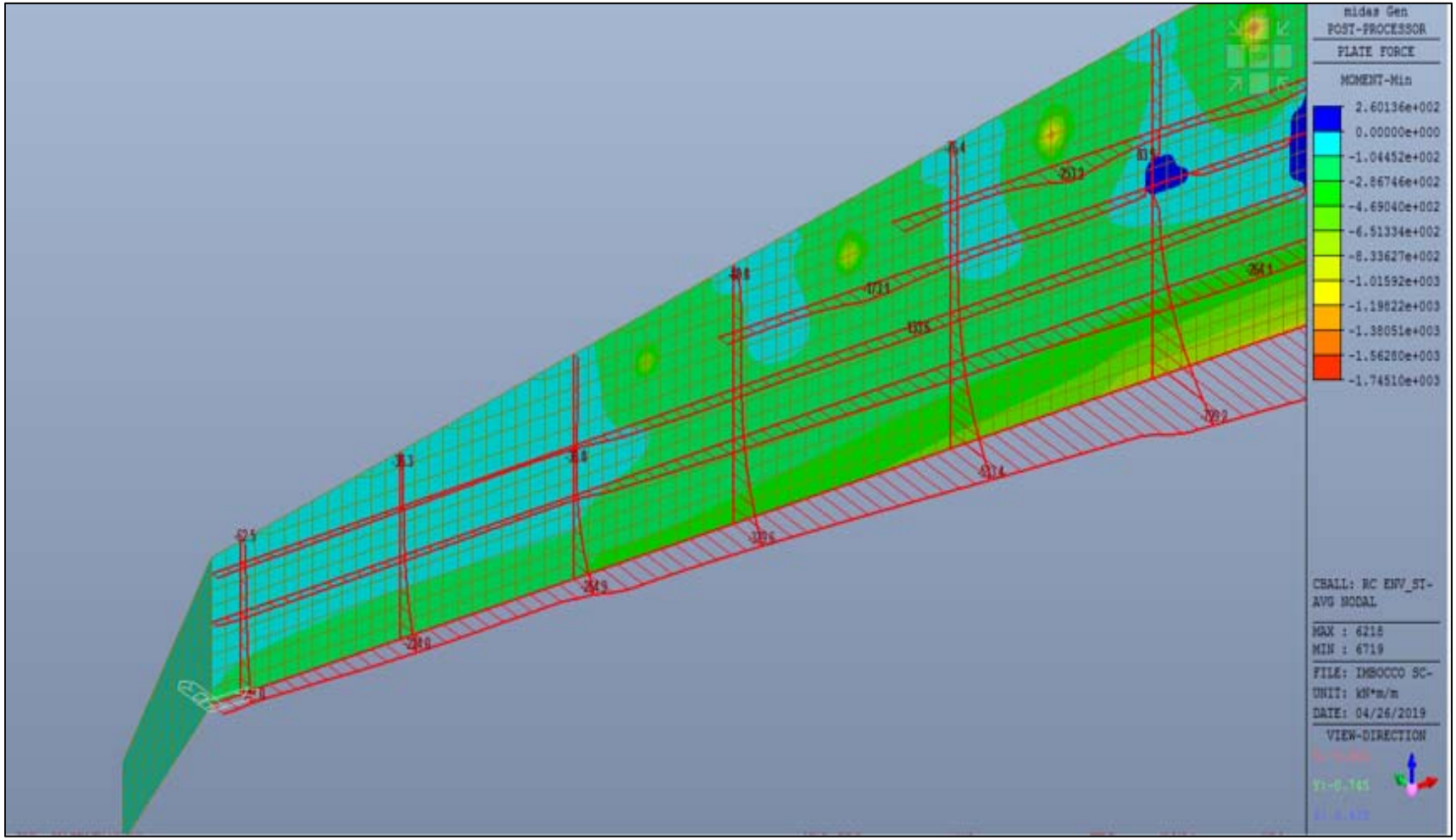
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	128	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	6595811848	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	0,61	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	58	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	0,87	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	83	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	57	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,006	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00016	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	14	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	327	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,090	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

PARETI (ZONA A)

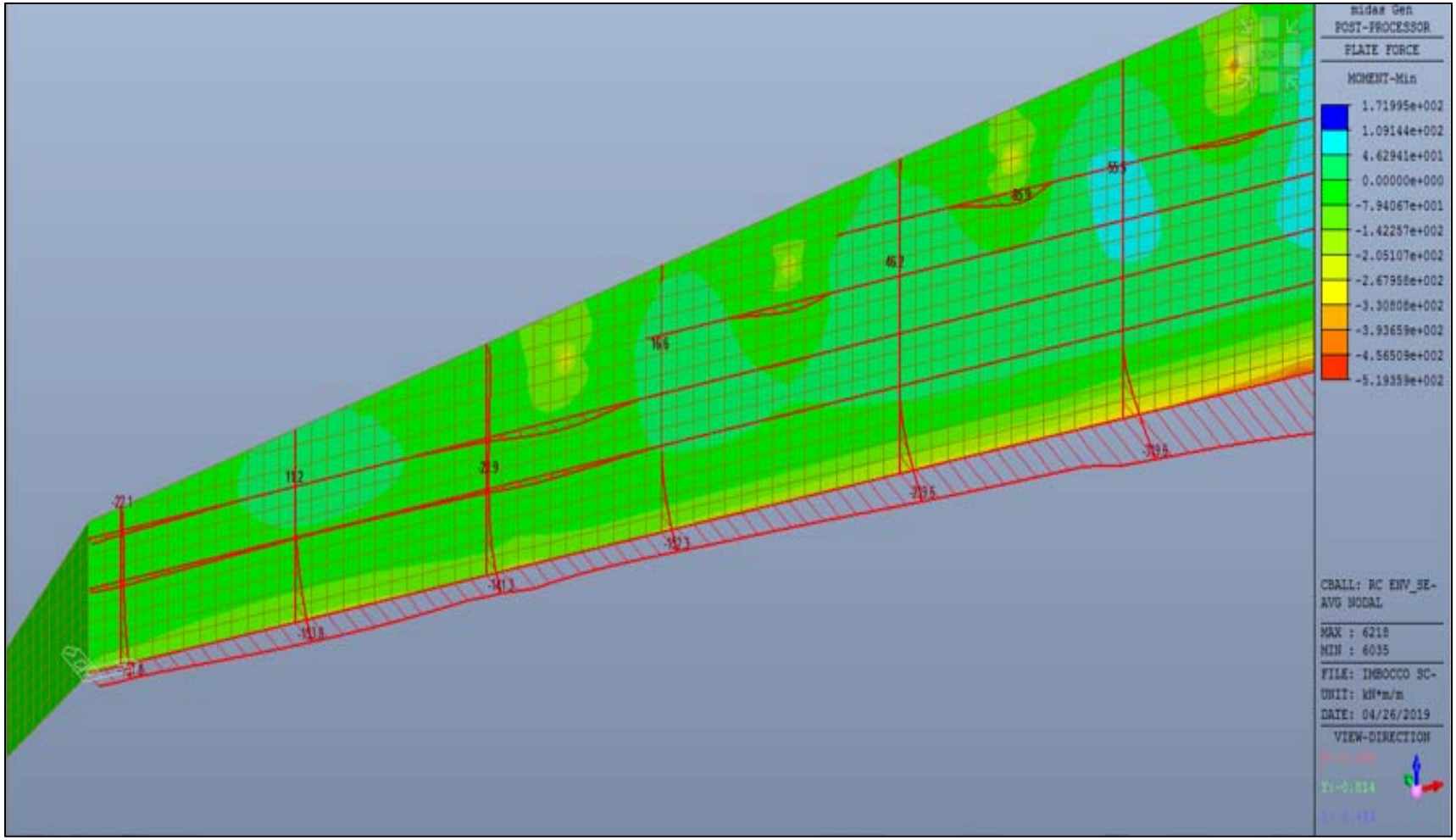
INCASTRO

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	150,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	73,5	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	105,0	kNm

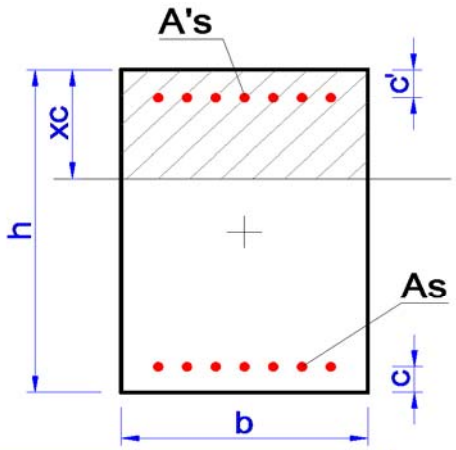
SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
2.60136e+002
0.00000e+000
-1.04452e+002
-2.86746e+002
-4.69040e+002
-6.51334e+002
-8.33627e+002
-1.01592e+003
-1.19822e+003
-1.38051e+003
-1.56280e+003
-1.74510e+003
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 6218
MIN : 6719
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

SLE


Midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
1.71995e+002
1.09144e+002
4.62941e+001
0.00000e+000
-7.94067e+001
-1.42257e+002
-2.05107e+002
-2.67958e+002
-3.30808e+002
-3.93659e+002
-4.56509e+002
-5.19359e+002
CBALL: RC ENV_SE-AVG NODAL
MAX : 6218
MIN : 6035
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURA LONGITUDINALI



Geometria della sezione		[cm]
Altezza	h	60
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	150	[kNm]
N	100	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	16	10,05	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		10,05	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	16	10,05	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		10,05	

Materiali									
	γc	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α fcd [Mpa]	fcc/fcd	ε_{c2}	ε_{cu2}
C25/30	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γE	γs	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ε_{ys}	ε_{uk}	α_s	ε_{ud}
B450C	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

◉ N costante

○ e costante

calcola

N ultimo	xc
100,0 [kN]	4,70 [cm]
Momento ultimo	**FS**
238,1 [kNm]	1,59

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	600	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	550	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	600000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	73500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	105000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3200	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	375	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,98	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10562	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,88	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	78	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	1656900436	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	3,44	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	140	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	8	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	4,92	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	200	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	12	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

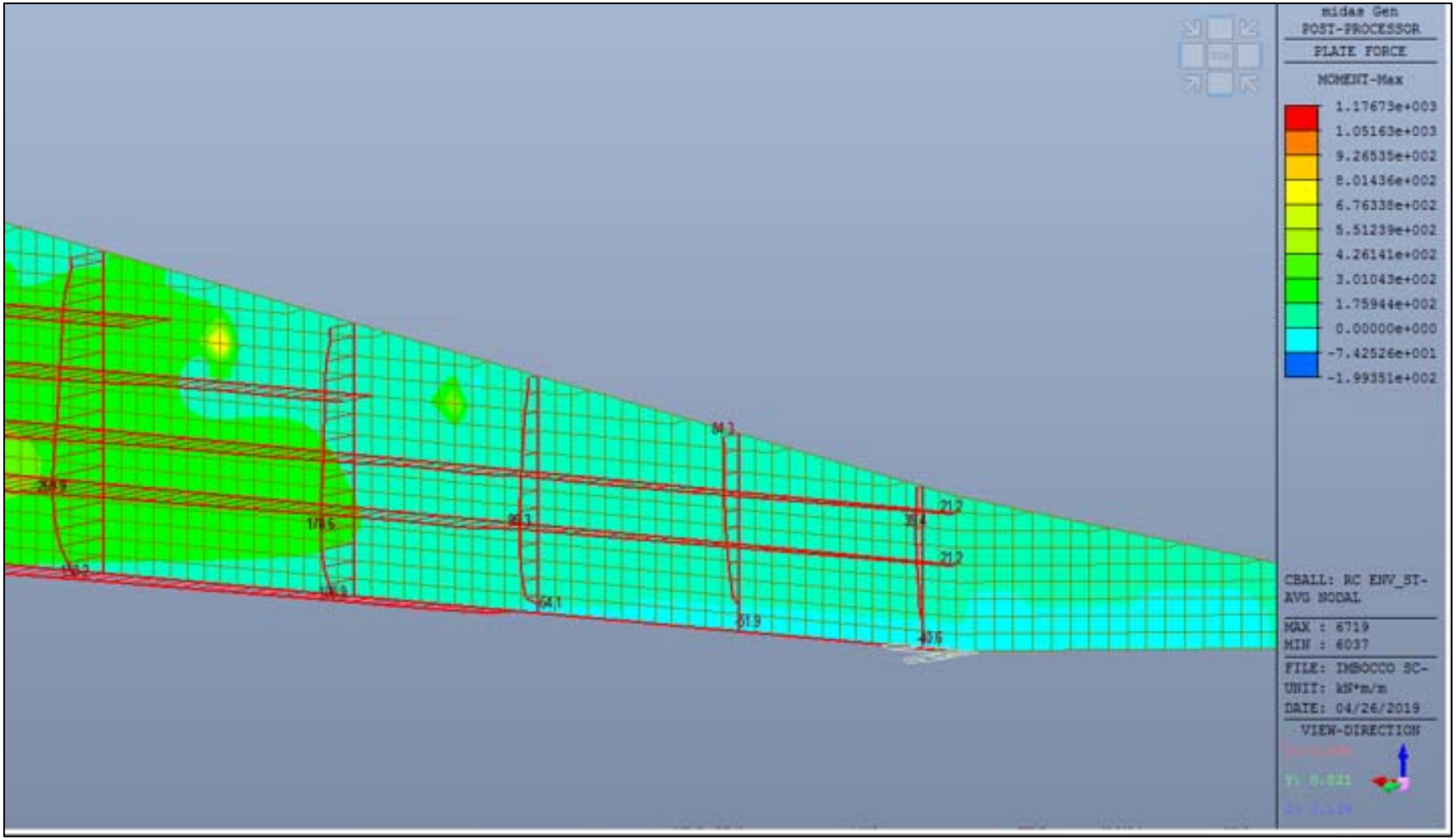
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	120	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	4364674824	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	2,03	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	144	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	2,90	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	205	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	140	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,008	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00040	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	299	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,203	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

PARETI (ZONA A)

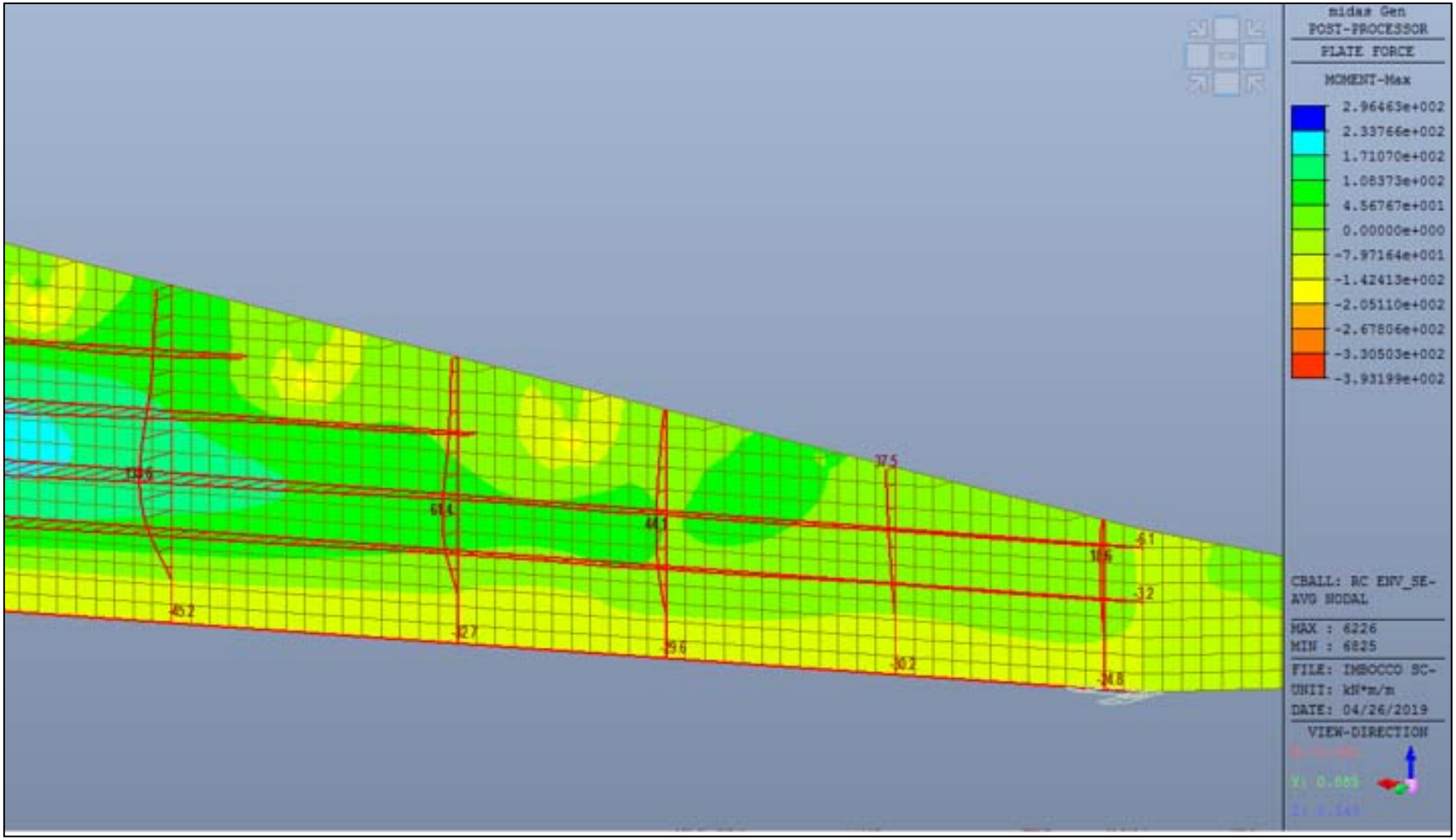
ELEVAZIONE

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	40,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	14,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	20,0	kNm

SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
1.17673e+003
1.05163e+003
9.26535e+002
8.01436e+002
6.76338e+002
5.51239e+002
4.26141e+002
3.01043e+002
1.75944e+002
0.00000e+000
-7.42526e+001
-1.99351e+002
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 6719
MIN : 6037
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
2.96463e+002
2.33766e+002
1.71070e+002
1.08373e+002
4.56767e+001
0.00000e+000
-7.97164e+001
-1.42413e+002
-2.05110e+002
-2.67806e+002
-3.30503e+002
-3.93199e+002
CBALL: RC ENV_SE-AVG NODAL
MAX : 6226
MIN : 6825
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	73,1	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,006	m
Momento resistente	M_{Rd}	40,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,012	/
Area minima da normativa	A_{min}	825	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	187	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	825	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	14	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	14	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$		mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	40	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0451	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,0009164	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	192	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-449079	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	300949	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	148130	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,072	/
Momento resistente	M_{Rd}	165,8	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	40,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	600	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	550	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	600000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	14000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	20000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3200	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	375	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,98	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10562	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,88	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	69	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	1299166215	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	0,74	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	35	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	1	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	1,06	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	49	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	2	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	109	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	3458378529	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	0,44	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	36	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	0,63	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	51	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	35	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,006	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00010	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	14	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	327	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,055	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

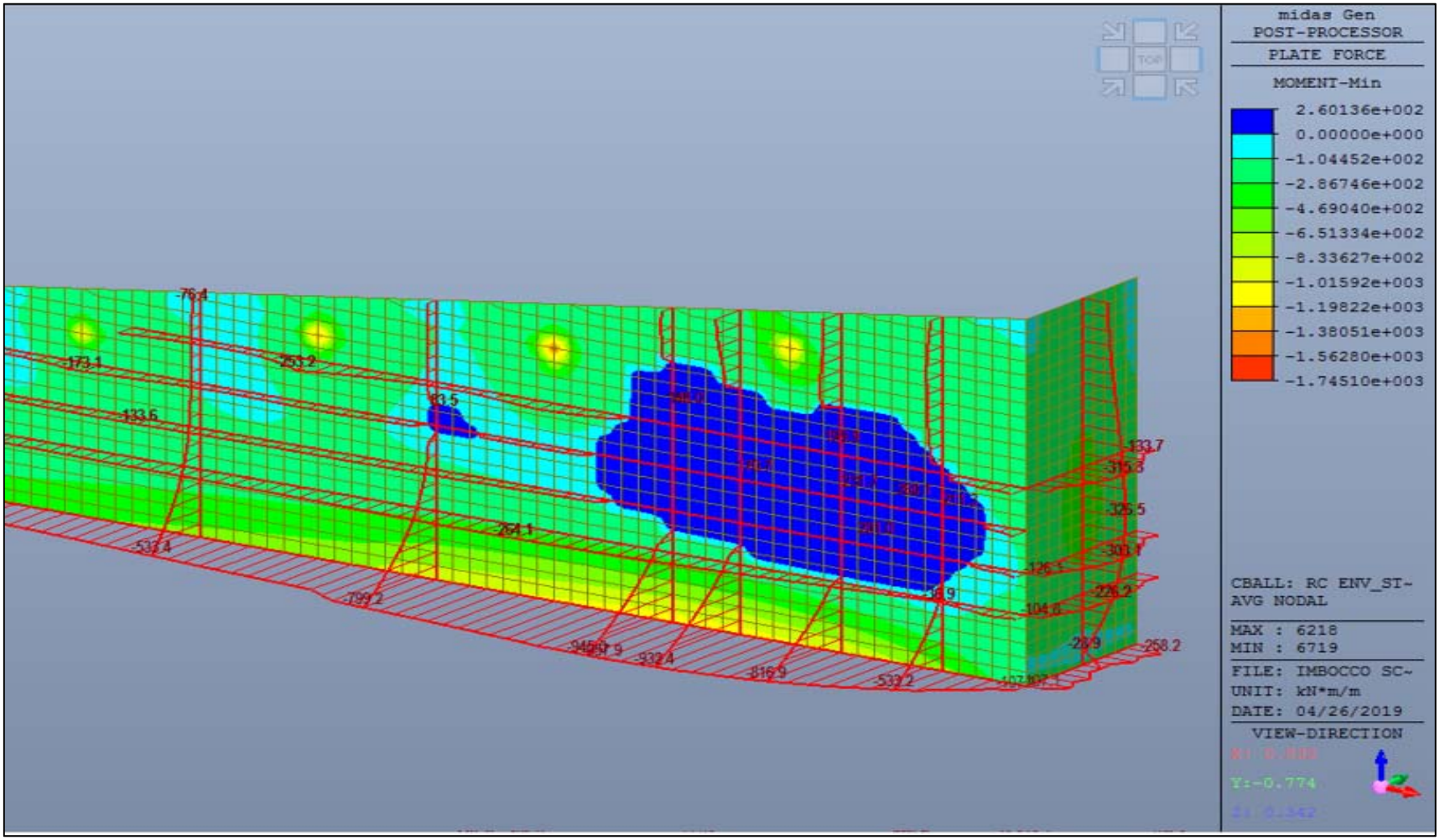
Di seguito vengono riportate le verifiche a stato limite ultimo dei correnti trasversali delle pareti del canale di presa. Le dimensioni dei diametri dei correnti varieranno al variare dello spessore della sezione. Per una trattazione più snella si è preferito riportare la verifica solo per la parete maggiormente sollecitata per ogni tratto di diverso spessore.

PARETE LATO TORRE DI PRESA

DATI

Altezza sezione	h	0,80	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	80	mm
Distanza del baricentro delle armature dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,08	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,72	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per ε_c=3,5‰)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per ε_c=3,5‰)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	330,0	kNm

SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
2.60136e+002
0.00000e+000
-1.04452e+002
-2.86746e+002
-4.69040e+002
-6.51334e+002
-8.33627e+002
-1.01592e+003
-1.19822e+003
-1.38051e+003
-1.56280e+003
-1.74510e+003
CBALL: RC ENV_SI-
AVG NODAL
MAX : 6218
MIN : 6719
FILE: IMBOCCO SC~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION
Y:-0.774

DIMENSIONAMENTO CORRENTI

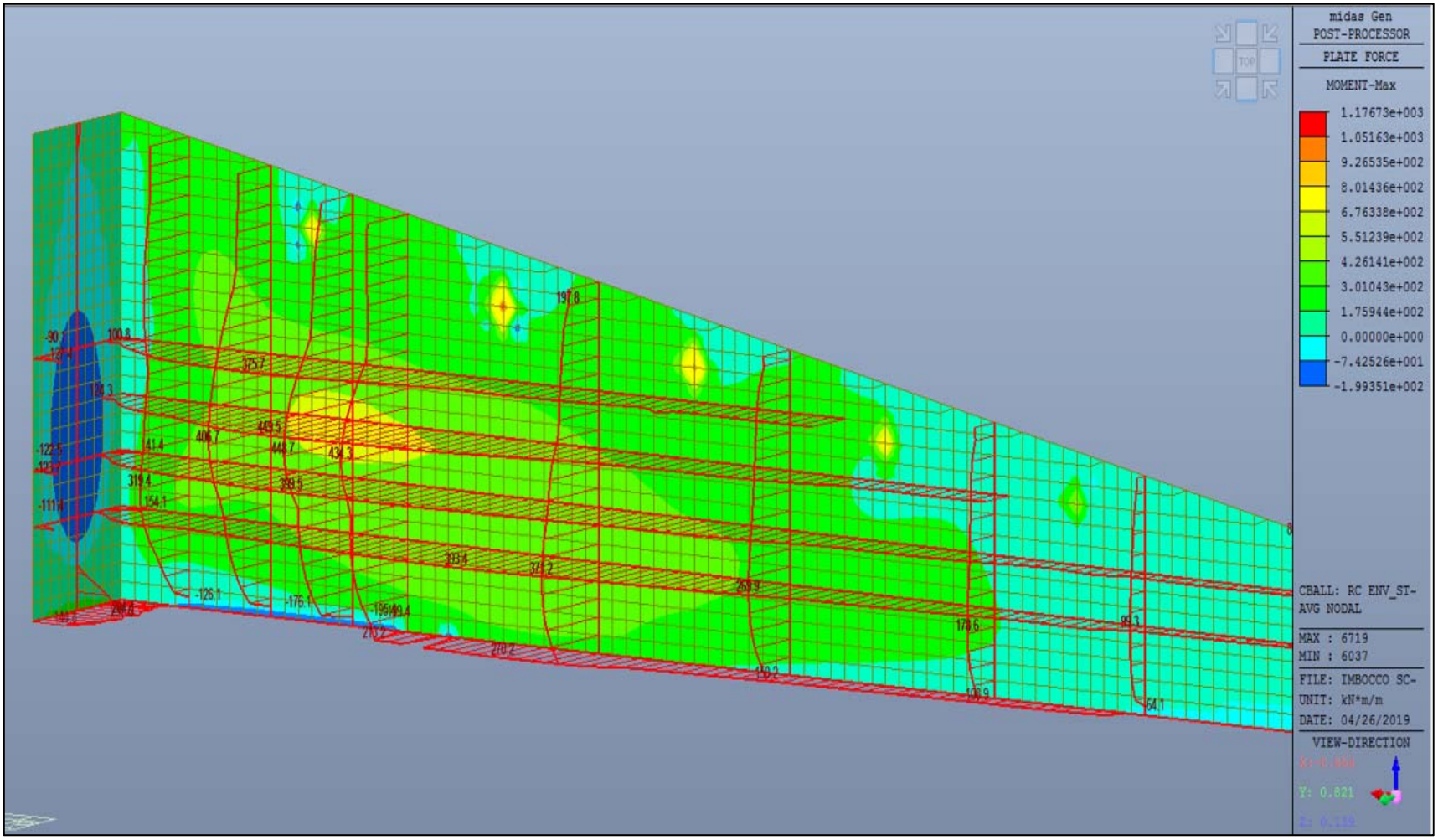
Risultante delle forze di compressione	C	469,1	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,041	m
Momento resistente	M_{Rd}	330,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,057	/
Area minima da normativa	A_{min}	1080	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	1200	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1200	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	20	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1571	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	20	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$		mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1571	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1571	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1571	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	70	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0327	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,000527	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	111	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-788017	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	614181	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	173836	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,097	/
Momento resistente	M_{Rd}	434,2	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	330,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

PARETI SPESSORE 1,00 m

DATI

Altezza sezione	h	1,00	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	80	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,08	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,92	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per ε_c=3,5‰)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per ε_c=3,5‰)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	450,0	kNm

SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
1.17673e+003
1.05163e+003
9.26535e+002
8.01436e+002
6.76338e+002
5.51239e+002
4.26141e+002
3.01043e+002
1.75944e+002
0.00000e+000
-7.42526e+001
-1.99351e+002
CBALL: RC ENV_SI-
AVG NODAL
MAX : 6719
MIN : 6037
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION
Y: 0.821

DIMENSIONAMENTO CORRENTI

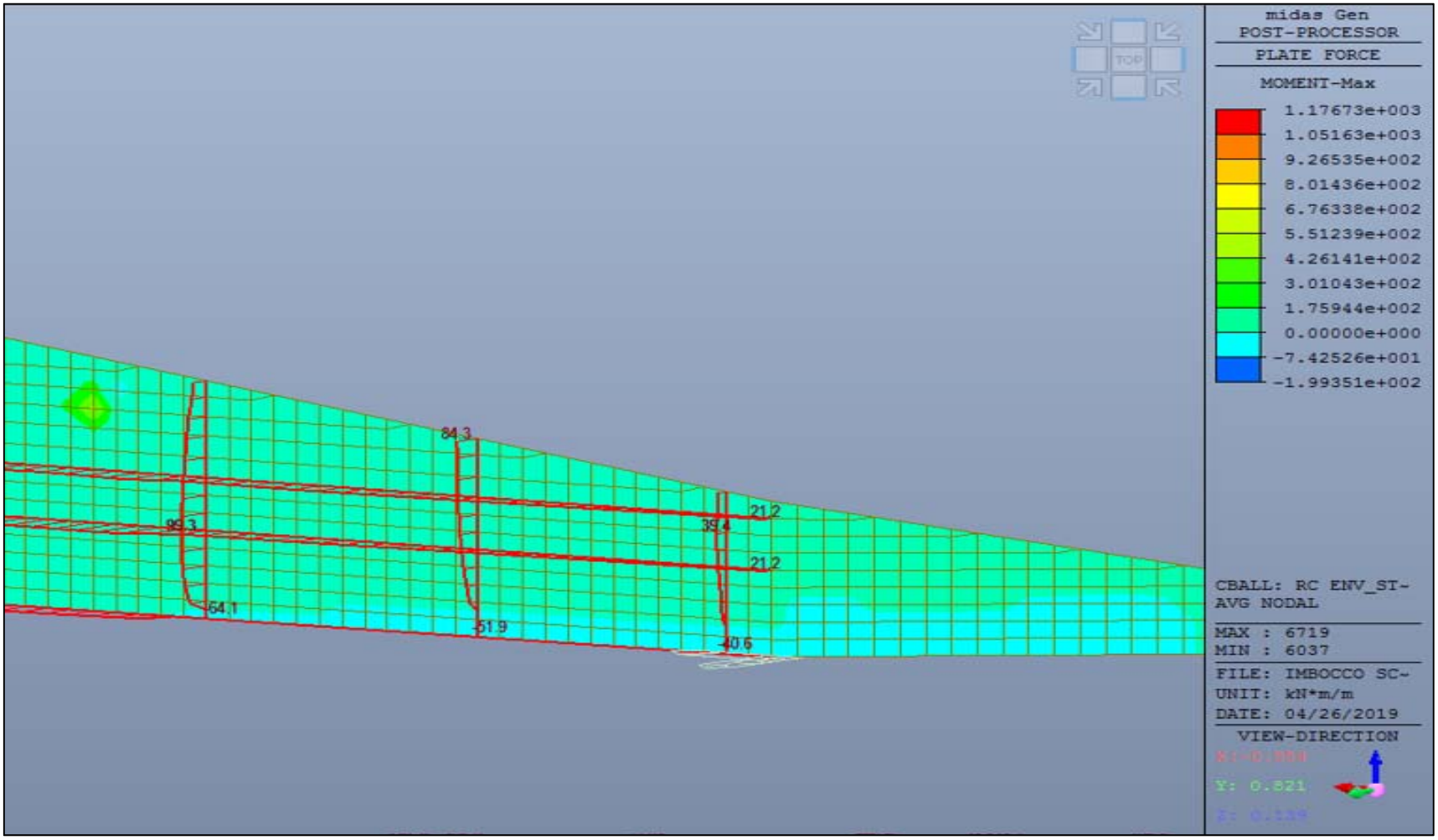
Risultante delle forze di compressione	C	498,6	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,044	m
Momento resistente	M_{Rd}	450,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,048	/
Area minima da normativa	A_{min}	1380	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	1275	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1380	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	18	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	18	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1272	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	64	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0467	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,0008613	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	181	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-727615	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	497487	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	230128	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,070	/
Momento resistente	M_{Rd}	457,4	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	450,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

PARETI SPESSORE 80 cm

DATI

Altezza sezione	h	0,80	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	80	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,08	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,72	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per ε_c=3,5‰)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per ε_c=3,5‰)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	100,0	kNm

SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
1.17673e+003
1.05163e+003
9.26535e+002
8.01436e+002
6.76338e+002
5.51239e+002
4.26141e+002
3.01043e+002
1.75944e+002
0.00000e+000
-7.42526e+001
-1.99351e+002
84.3
99.3
64.1
51.9
39.4
21.2
21.2
40.6
CBALL: RC ENV_ST~
AVG NODAL
MAX : 6719
MIN : 6037
FILE: IMBOCCO SC~
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION
Y: 0.821

DIMENSIONAMENTO CORRENTI

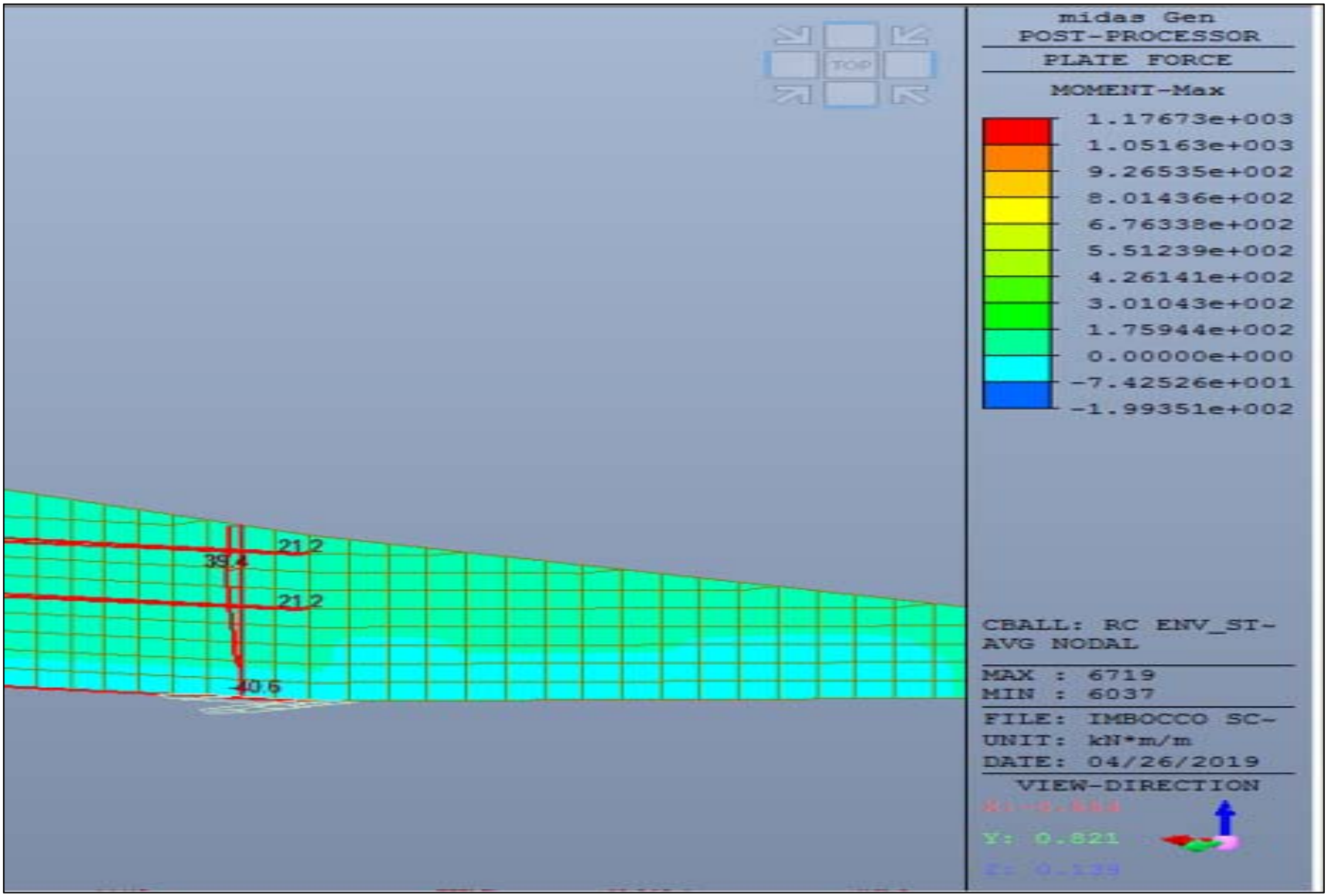
Risultante delle forze di compressione	C	139,8	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,012	m
Momento resistente	M_{Rd}	100,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,017	/
Area minima da normativa	A_{min}	1080	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	358	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1080	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	16	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$		mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	59	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0395	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,0012816	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	269	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-663650	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	393076	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	270573	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,081	/
Momento resistente	M_{Rd}	289,1	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	100,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

PARETI SPESSORE 60 cm

DATI

Altezza sezione	h	0,60	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	80	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,08	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,52	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per ε_c=3,5‰)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per ε_c=3,5‰)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	40,0	kNm

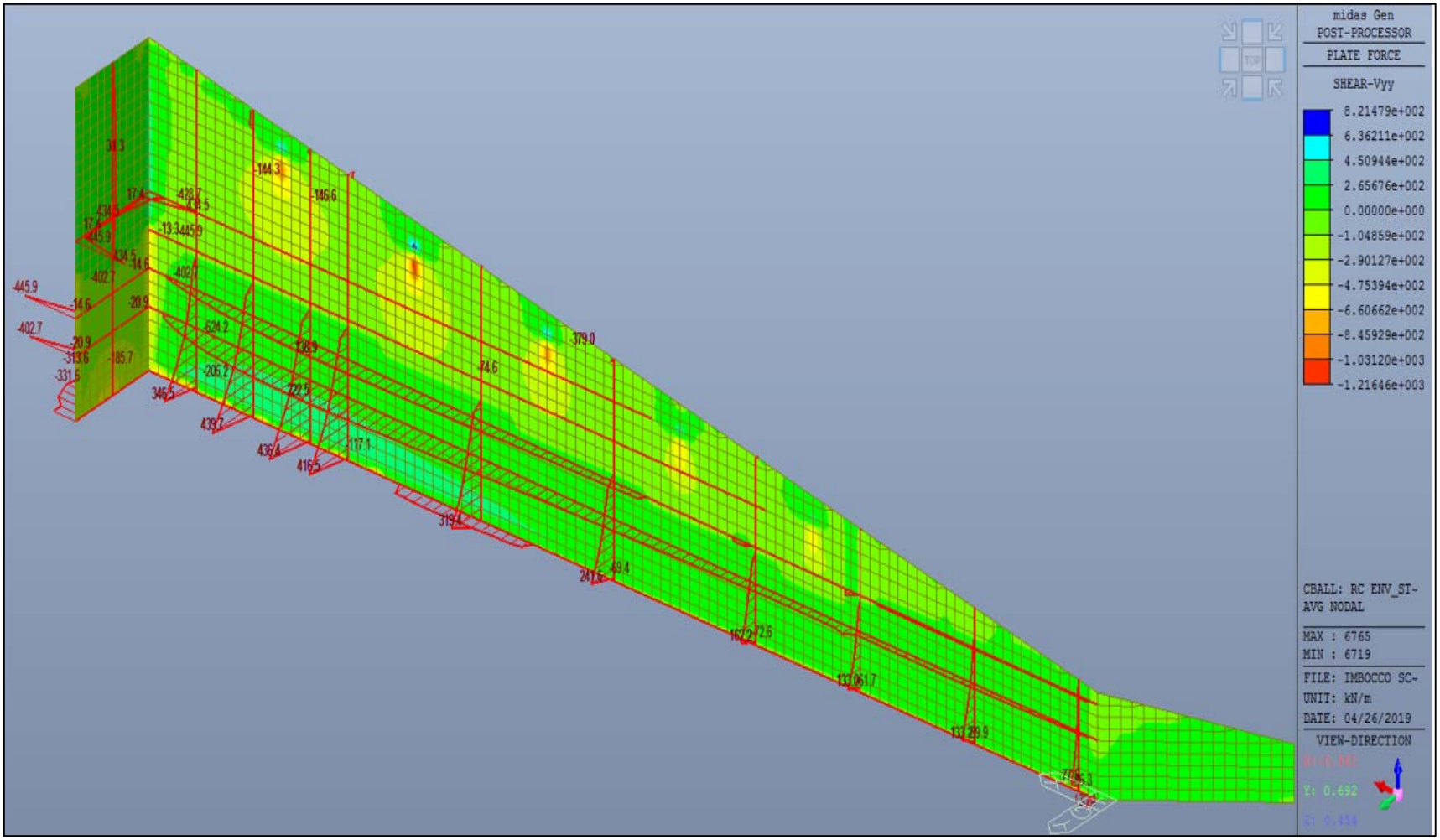
SLU

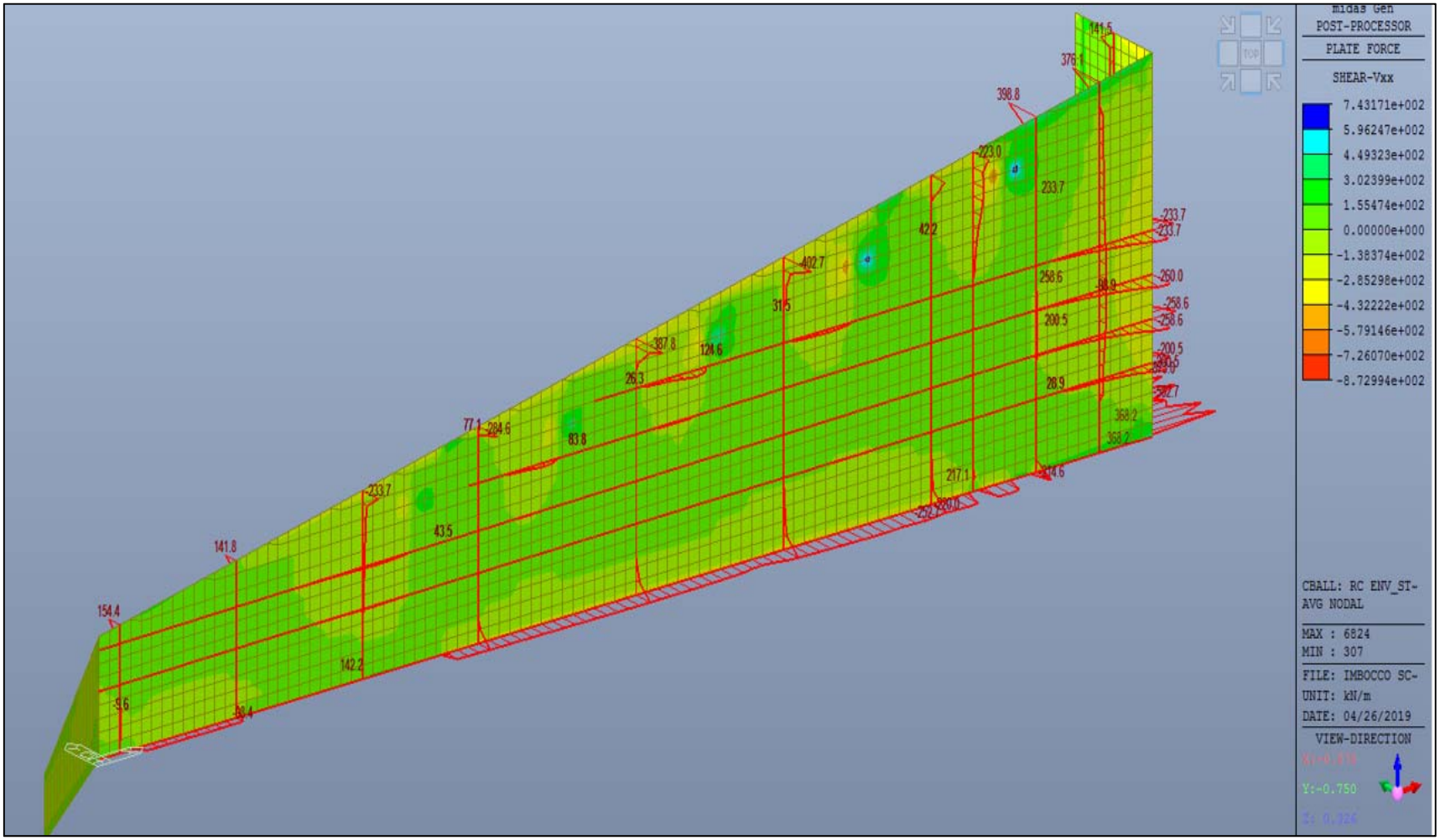

midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENI-Max
1.17673e+003
1.05163e+003
9.26535e+002
8.01436e+002
6.76338e+002
5.51239e+002
4.26141e+002
3.01043e+002
1.75944e+002
0.00000e+000
-7.42526e+001
-1.99351e+002
21.2
39.4
21.2
40.6
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 6719
MIN : 6037
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION
Y: 0.821

DIMENSIONAMENTO CORRENTI IN CAMPATA

Risultante delle forze di compressione	C	77,4	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,007	m
Momento resistente	M_{Rd}	40,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,013	/
Area minima da normativa	A_{min}	780	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	198	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	780	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	14	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	14	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$		mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	53	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0311	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,001825	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	383	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-595932	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	300949	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	294983	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,101	/
Momento resistente	M_{Rd}	167,6	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	40,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA A TAGLIO




midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
SHEAR-Vxx
7.43171e+002
5.96247e+002
4.49323e+002
3.02399e+002
1.55474e+002
0.00000e+000
-1.38374e+002
-2.85298e+002
-4.32222e+002
-5.79146e+002
-7.26070e+002
-8.72994e+002
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 6824
MIN : 307
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION
Y:-0.750

Le staffe utilizzate per la verifica a taglio varieranno al variare dello spessore del canale. Come in precedenza per i correnti, verranno riportate solo le verifiche nelle zone maggiormente sollecitate. Nelle restanti zone verranno, quindi, adottate a favore di sicurezza, le armature calcolate nelle condizioni più gravose

PARETE SPESSORE 1,00 m

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	Cotgα	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	14	mm
Area del ferro	A	153,86	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di Cotgθ deve essere compreso tra: $1 \leq Cotg\theta \leq 2,5$ ($21,8° \leq \theta \leq 45°$)	Cotgθ	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	923	mm^2
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1929	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	2088	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	160	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	450,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclianzione staffe	α	90	gradi
Inclianzione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di priastra)	A_{sw}/s	1300	mm^2/m
Diametro ferri	Φ	14	mm
Area del ferro	A	153,86	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	5	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1,66666667	/
Passo aramtura al taglio	s	60	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	923,16	mm^2/m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	14	mm
Area armatura	A	154	mm^2

PARETE SPESSORE 80 cm

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	Cotgα	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di Cotgθ deve essere compreso tra: $1 \leq Cotg\theta \leq 2,5$ ($21,8° \leq \theta \leq 45°$)	Cotgθ	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	678	mm^2
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1119	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1649	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	530	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	235,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclianzione staffe	α	90	gradi
Inclianzione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di priastra)	A_{sw}/s	1300	mm^2/m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo aramtura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	678,24	mm^2/m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm^2

PARETE SPESSORE 60 cm

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	Cotgα	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di Cotgθ deve essere compreso tra: $1 \leq Cotg\theta \leq 2,5$ ($21,8° \leq \theta \leq 45°$)	Cotgθ	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	678	mm^2
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	820	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1209	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	389	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	155,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclianzione staffe	α	90	gradi
Inclianzione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di priastra)	A_{sw}/s	1300	mm^2/m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo aramtura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	678,24	mm^2/m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm^2

VERIFICHE STRUTTURALI TRAVI DI CONTRASTO

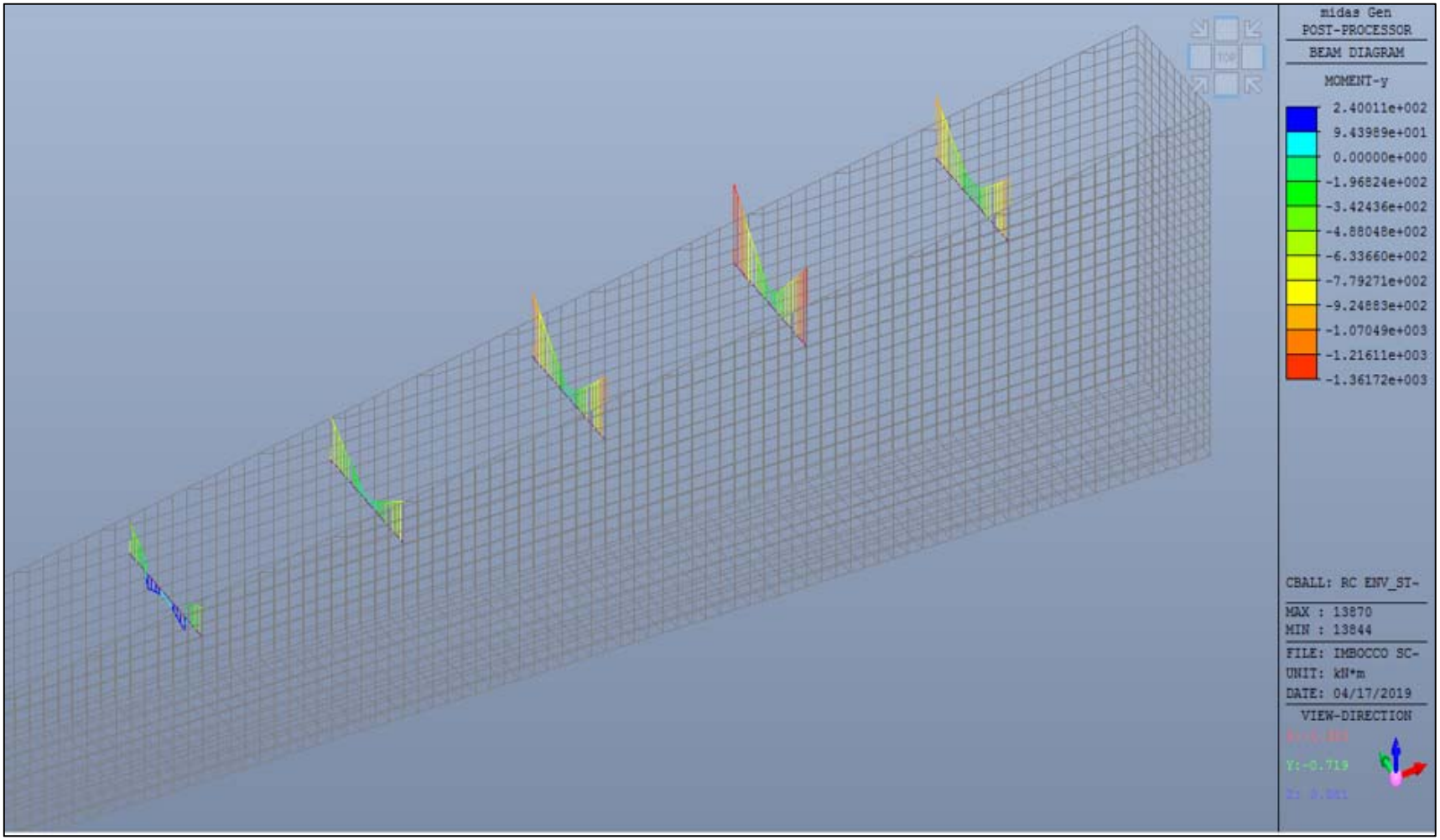
Di seguito vengono riportate le verifiche strutturali a stato limite ultimo ed esercizio delle travi di contrasto del canale di presa, le quali sono previste con sezione di dimensioni cm 60x120 e assolveranno la funzione, appunto, di contrasto tra le pareti del canale di presa nei confronti, in particolare, dell'azione spingente del terreno a tergo. Sono previsti n. 5 elementi di contrasto, i quali si svilupperanno appositamente nel tratto di canale caratterizzato da pareti con 1,00 m di spessore, al fine di ottimizzare gli effetti di taglio e punzonamento.

DATI

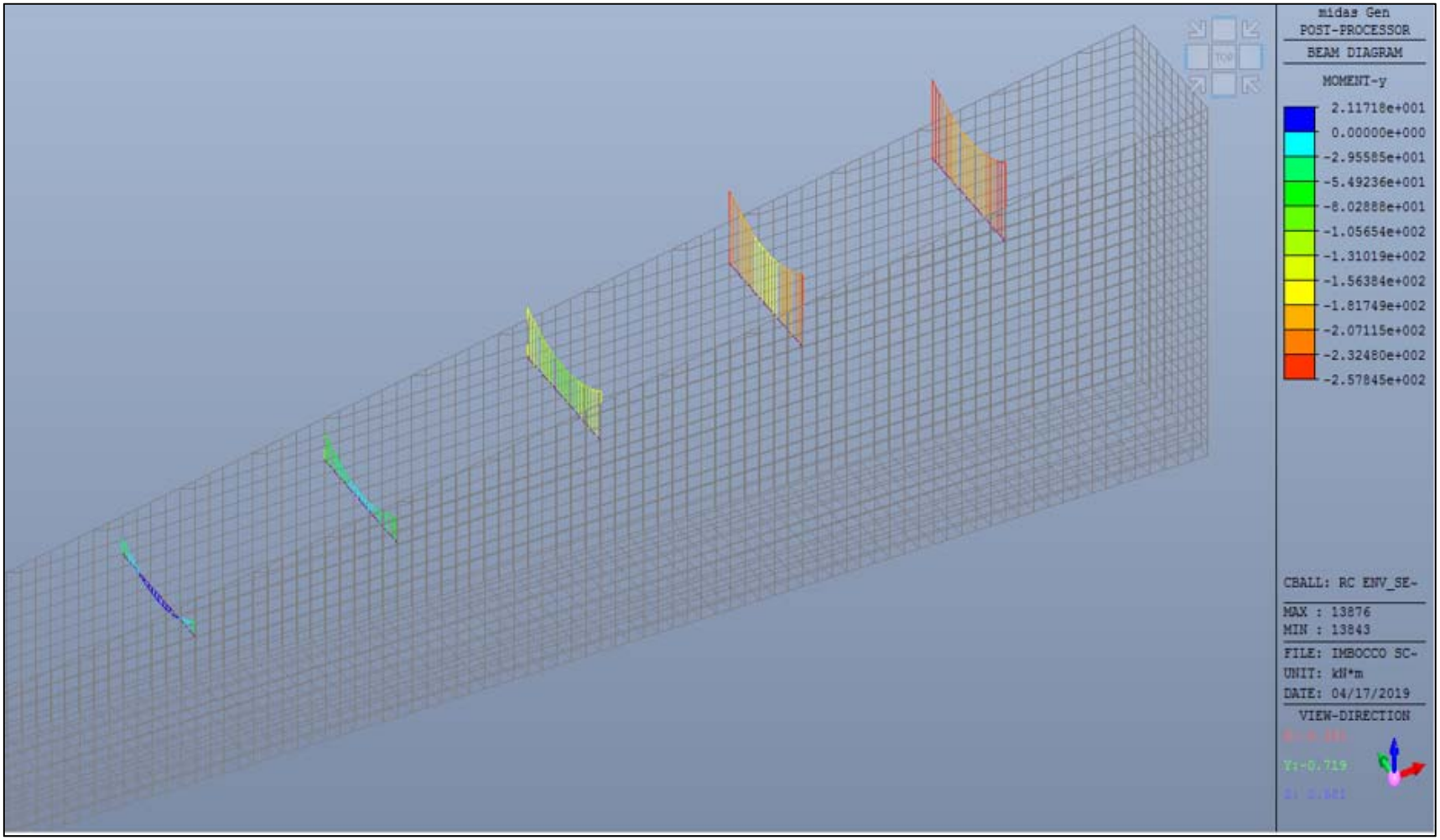
Altezza sezione	h	1,20	m
Larghezza sezione	b	0,60	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	1,16	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per ε_c=3,5‰)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per ε_c=3,5‰)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	1370,0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	500,0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	182,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	260,0	kNm

SOLLECITAZIONI A MOMENTO FLETTENTE

SLU

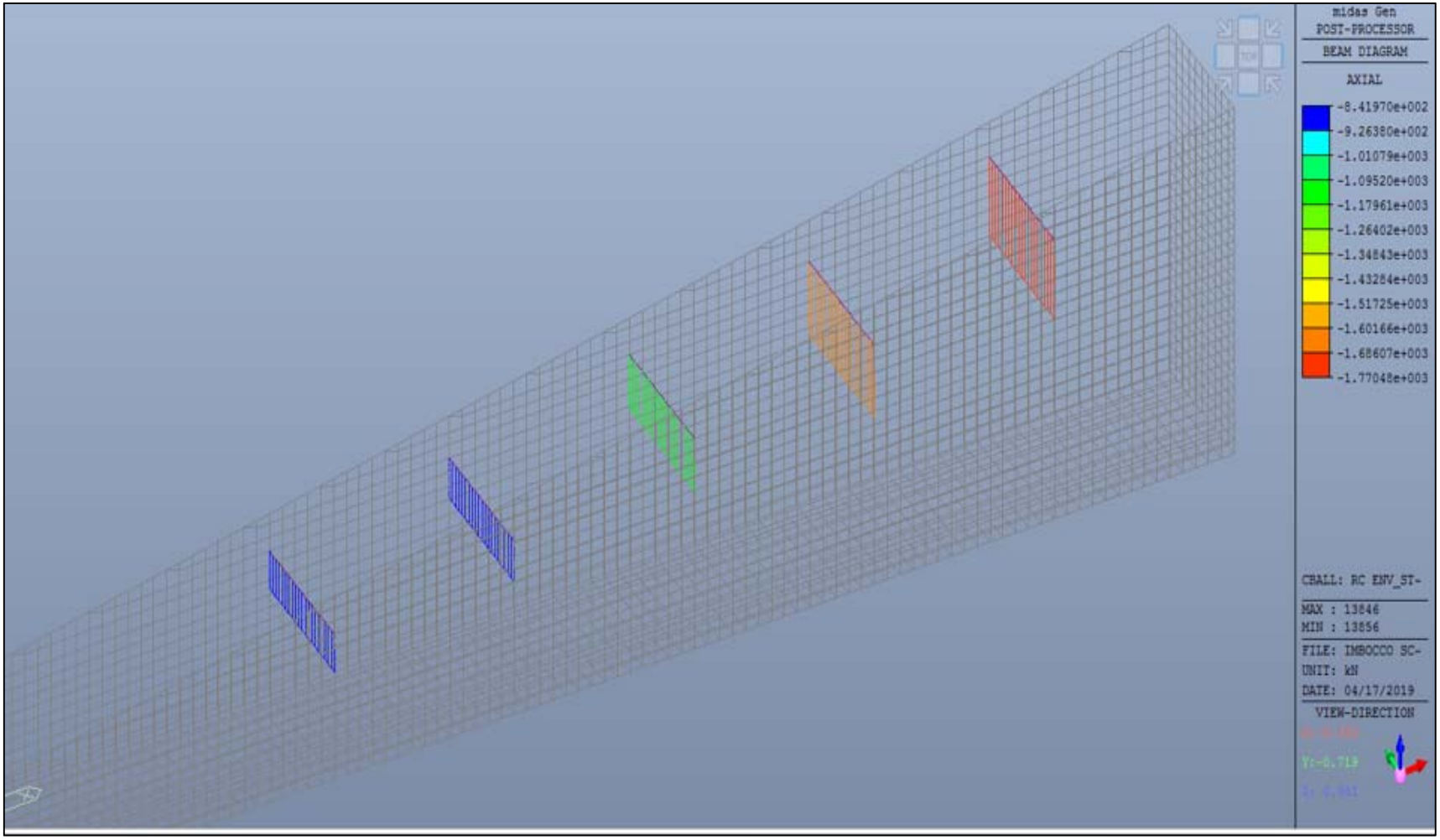


SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y
2.11718e+001
0.00000e+000
-2.95585e+001
-5.49236e+001
-8.02888e+001
-1.05654e+002
-1.31019e+002
-1.56384e+002
-1.81749e+002
-2.07115e+002
-2.32480e+002
-2.57845e+002
CBALL: RC ENV_SE-
MAX : 13876
MIN : 13843
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m
DATE: 04/17/2019
VIEW-DIRECTION
Yr-0.719

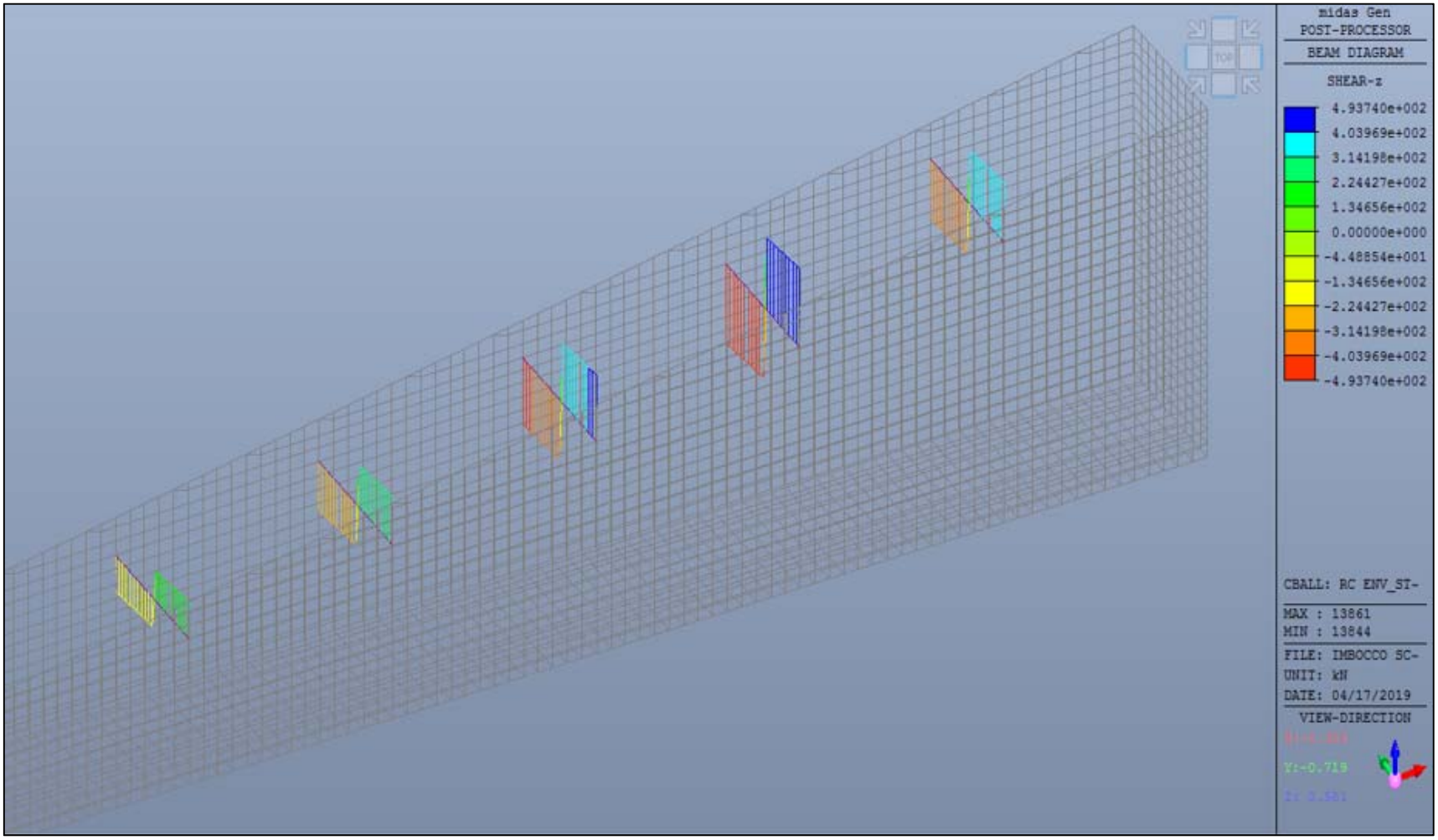
SFORZO NORMALE DI COMPRESSIONE

SLU

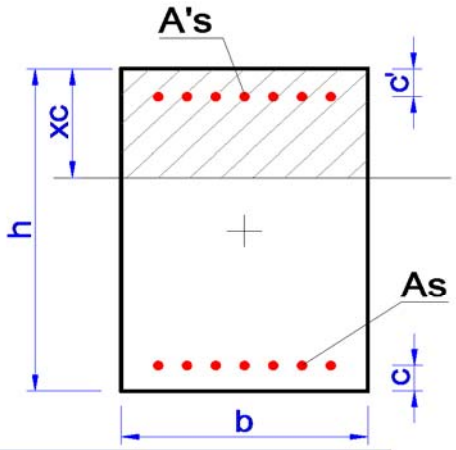


SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

SLU



DIMENSIONAMENTO ARMATURA PRINCIPALE



Geometria della sezione		[cm]
Altezza	h	120
Base	b	60

Sollecitazioni		
M	1370	[kNm]
N	800	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	22	19,01	4
5	20	15,71	15
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		34,71	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	22	19,01	4
5	20	15,71	15
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		34,71	

Materiali									
	γc	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α fcd [Mpa]	fcc/fcd	ε_{c2}	ε_{cu2}
C25/30	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γE	γs	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ε_{ys}	ε_{uk}	α_s	ε_{ud}
B450C	1,00	1,15	200000	450	391,3	0,196%	7,500%	1	7,500%

◉ N costante

○ e costante

calcola

N ultimo	xc
800,0 [kN]	17,94 [cm]
Momento ultimo	**FS**
1839,4 [kNm]	1,34

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	1200	mm
Lerghezza sezione	b	600	mm
Altezza utile	d	1160	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	720000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	182000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	260000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	400	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,96	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10634	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,75	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	3471	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	3471	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	240	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	23155679810	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	1,89	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	48	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	11	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	2,70	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	69	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	15	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	346	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	59803630910	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	1,05	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	49	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	1,50	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	70	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	48	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	100	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	60000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,058	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00014	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	120	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	22	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	118	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,028	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

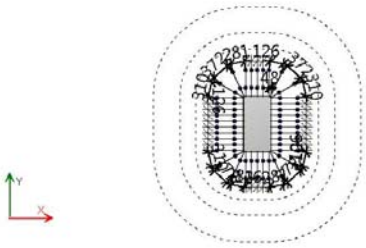
VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

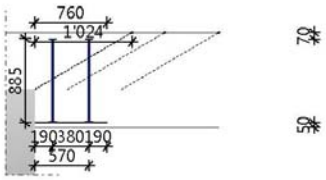
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	Cotgα	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	16	mm
Area del ferro	A	200,96	mm^2
Numero bracci	n	4	/
Passo armatura al taglio	s	15	cm
Il valore di Cotgθ deve essere compreso tra: $1 \leq Cotg\theta \leq 2,5$ ($21,8° \leq \theta \leq 45°$)	Cotgθ	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	5627	mm^2
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	38282	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1530	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-36752	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	500,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclianzione staffe	α	90	gradi
Inclianzione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di priastra)	A_{sw}/s	780	mm^2/m
Diametro ferri	Φ	16	mm
Area del ferro	A	200,96	mm^2
Numero bracci	n	4	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	1	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	0,33333333	/
Passo aramtura al taglio	s	300	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	5626,88	mm^2/m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	21	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	7	/
Passo armatura al taglio	s	15	cm
Diametro armatura	Φ	16	mm
Area armatura	A	201	mm^2

VERIFICA A PUNZONAMENTO PARETI

Trave di contrasto Pianfei

Numero di colonne identiche: 1





38xPSB-25/885-2/760(190/380/190)

Materiali

Classe di Calcestruzzo	C25/30	$f_{cd} = \alpha_{cc}\frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ =	14.2 N/mm² EN 206-1
Armatura a Flessione	B450B	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ =	391.3 N/mm² EN 10080

Geometria

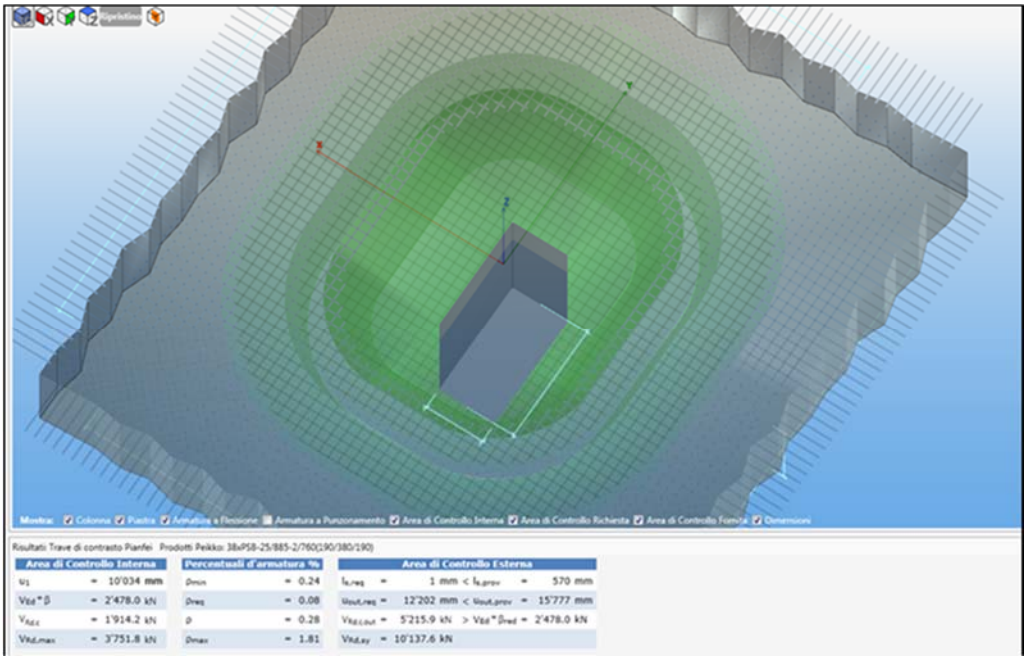
Spessore piastra	h_d =	1'000 mm			
Altezza utile della piastra	d_x =	921 mm	d_y =	903 mm	
Copriferro dell'armatura	c_u =	50 mm	c_o =	70 mm	
Area di armatura/m	A_{sx} =	2'545 mm²	A_{sy} =	2'545 mm²	
Barre di armatura	Ø$_x$ =	18/100 mm	Ø$_y$ =	18/100 mm	
Percentuale d'armatura	ρ_x =	0.28 %	ρ_y =	0.28 %	
Colonna rettangolare	a =	600 mm	b =	1'200 mm	
Luogo	Centro				
Profondità di penetrazione del pilastro	Δh =	400 mm			

Carichi

Carico di punzonamento	V_{Ed} =	1'770.0 kN			
Forza Dinamica	V_{dyn} =	965.0 kN	V_{Ed}*β =	2'478.0 kN	
Fattore d'Incremento dei Carichi	β =	1.4			EN 1992-1-1: 6.4.3(6)

Perimetro di controllo interno

Lunghezza interna	u_1 =	10'034 mm	EN 1992-1-1: 6.4.2



Valori di progetto tella tensione di punzonamento

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot \beta}{u_1 \cdot d} =$$ 482.3 kN/m² — EN 1992-1-1: 6.4.3

Resistenza senza armatura di punzonamento

$$v_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k_d \cdot (\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}] \cdot 1000 \cdot f =$$ 372.6 kN/m² < v_{Ed} = 482.3 kN/m² — EN 1992-1-1: 6.4.4

$$C_{Rd,c} = \frac{C_{Rk,c}}{\gamma_C} =$$ 0.12 — EOTA TR 060

$$v_{min} = (\frac{0.0525}{\gamma_C}) \cdot k_d^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} =$$ 0.3625 kN/m²

Resistenza con armatura a punzonamento

$$v_{Rd,max} = \frac{\rho_{max} \cdot f_{yd,bar} \cdot 0.9 \cdot d^2}{\omega \cdot u \cdot d \cdot 10^6} \cdot 10^5 \cdot \beta =$$ 730.3 kN/m² > v_{Ed} = 482.3 kN/m² — EOTA TR 060

$$C_{Rd,c,max} = \frac{C_{Rk,c,max}}{\gamma_C} \cdot (0.1 \cdot \frac{u_0}{d} + 0.6) =$$ 0.12 — EOTA TR 060

k_{Max} = 1.96

Perimetro di controllo esterno

Distanza	$l_{s,req}$ =	1 mm	<	$l_{s,prov}$ =	570 mm
Lunghezza del perimetro esterno richiesta	$u_{out,req}$ =	12'202 mm	<	$u_{out,prov}$ =	15'777 mm
	$C_{Rd,c,out}$ =	0.12			
Fattore d'Incremento dei Carichi	β_{red} =	1.40			

Valori di progetto tella tensione di punzonamento

$$v_{Ed,out} = \frac{\beta_{red} \cdot V_{Ed}}{(u_{out,prov} - \Delta u_{out,prov}) \cdot d_{out}} \cdot 10^6 =$$ 172.2 kN/m²

Resistenza del perimetro esterno

$$v_{Rd,c,out} = v_{min} \cdot 1000 =$$ 362.5 kN/m² > $v_{Ed,out}$ = 172.2 kN/m²

Armatura a Punzonamento

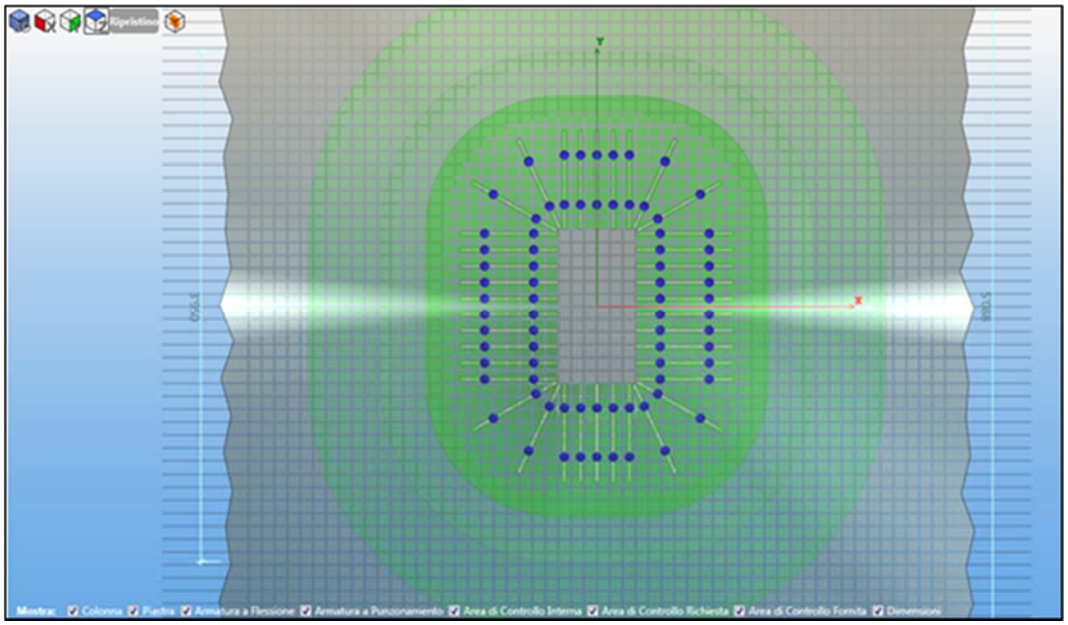
Armatura di Progetto

Primo listello — 38xPSB-25/885-2/760(190/380/190)

Resistenza a fatica $\Delta\sigma = \frac{70MPa}{\gamma_s} =$ 60.9 N/mm² > $\Delta\sigma = \frac{\beta \cdot V_{dyn} \cdot \eta \cdot 1000}{2 \cdot m_c \cdot A_{s,i}} =$ 57.9 N/mm²

Resistenza dell'armatura

$$V_{Rd,sy} = m_c \cdot n_c \cdot A_{si} \cdot f_{yd} / (\eta \cdot 1000) =$$ 10'137.6 kN > V_{Ed}*β = 2'478.0 kN



Lista dei Simboli

A_s	Area della sezione trasversale dell'armatura	n_{prov}	Numero di pioli foprniti in un binario
$A_{s.i}$	Area della sezione trasversale di un piolo	u_1	Lunghezza del Perimetro di Controllo di Base
$C_{Rk.c}$		$u_{out.prov}$	Lunghezza del perimetro di contgrollo fornita
$C_{Rk.max}$		$u_{out.req}$	Lunghezza minima richiesta del perimetro di controllo
$M_{Ed.y}$, $M_{Ed.x}$	Valori di progetto dei momenti flettenti nella colonna	v_{Min}	Tensione minima di resistenza a taglio
V_{Ed}	Valori di progetto dei caichi di punzonamento	v_{Ed}	Valori tensionali di progetto del punzonamento
V_{dyn}	Parte dinamica dei carichi a punzonamento	$V_{Rd.c}$	Valore della resistenza di progetto senza armatura a punzonamento
ΔV	Forze di taglio al suolo	$V_{Rd.max}$	Valore massimo della resistenza di progetto senza armatura a punzonamento
$V_{Rd.sy}$	Valore della resistenza di progettodell'armatura a taglio	β	Fattore di incremento dei carichi
$W_{1.x}$, $W_{1.y}$	Acc.to EN 1992-1-1(6.40)	βred	Fattore di incremento dei carichi
c_x, c_y	Distanza tra le barre	γ_c	Fattore parziale del Calcestruzzo
d_x, d_y	Distanza tra le barre	γ_s	Fattore parziale per le barre d'armatura
f		ρ_x, ρ_y	Percentuale d'armatura a flessione
f_{ck}	Resistenza a Compressione Cilindrica del calcestruzzo	ρl	Percentuale d'armatura media
f_{cd}	Valore di progetto della Resistenza a compressione del calcestruzzo	$\Delta\sigma_s$	Valore di progetto della resistenza a fatica
f_{yk}	Resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio	$\Delta\sigma_{Rs.d}$	Valori di progetto dell'ampiezza tensionale
f_{yd}	Resistenza a snervamento di progetto dell'armatura a flessione	η	Fattore che tiene in considerazione lo spessore della lastra di solaio
g_d	Pressione del suolo		
k_d	Fattore		
$k_{d.max}$	Fattore		
$l_{s.req}$	Lunghezza minima richiesta degli elementi d'armatura		
$l_{s.prov}$	Lunghezza degli elementi di armatura forniti		
m_c	Numero degli elementi d-armatura		

RIEPILOGO ARMATURA AGGIUNTIVA A PUNZONAMENTO

Piano di taglio dei binari

Nome	Numero di binari per colonna	Numero di allocazioni	Spessore piastra (mm)	Copriferro superiore (mm)	Copriferro inferiore (mm)	Diametro Chiodi D (mm)	altezza complessiva del binario H (mm)	Numero dei pioli/binari	Spaziatura terminale dei pioli So (mm)	spaziatura tipica dei pioli S (mm)	Lunghezza binario(mm)	Quantità totali
Trave di contrasto Pianfei	38	1	1000	70	50	25	885	2	190	380	760	38

VERIFICHE STRUTTURALI FONDAZIONE CANALE DI PRESA

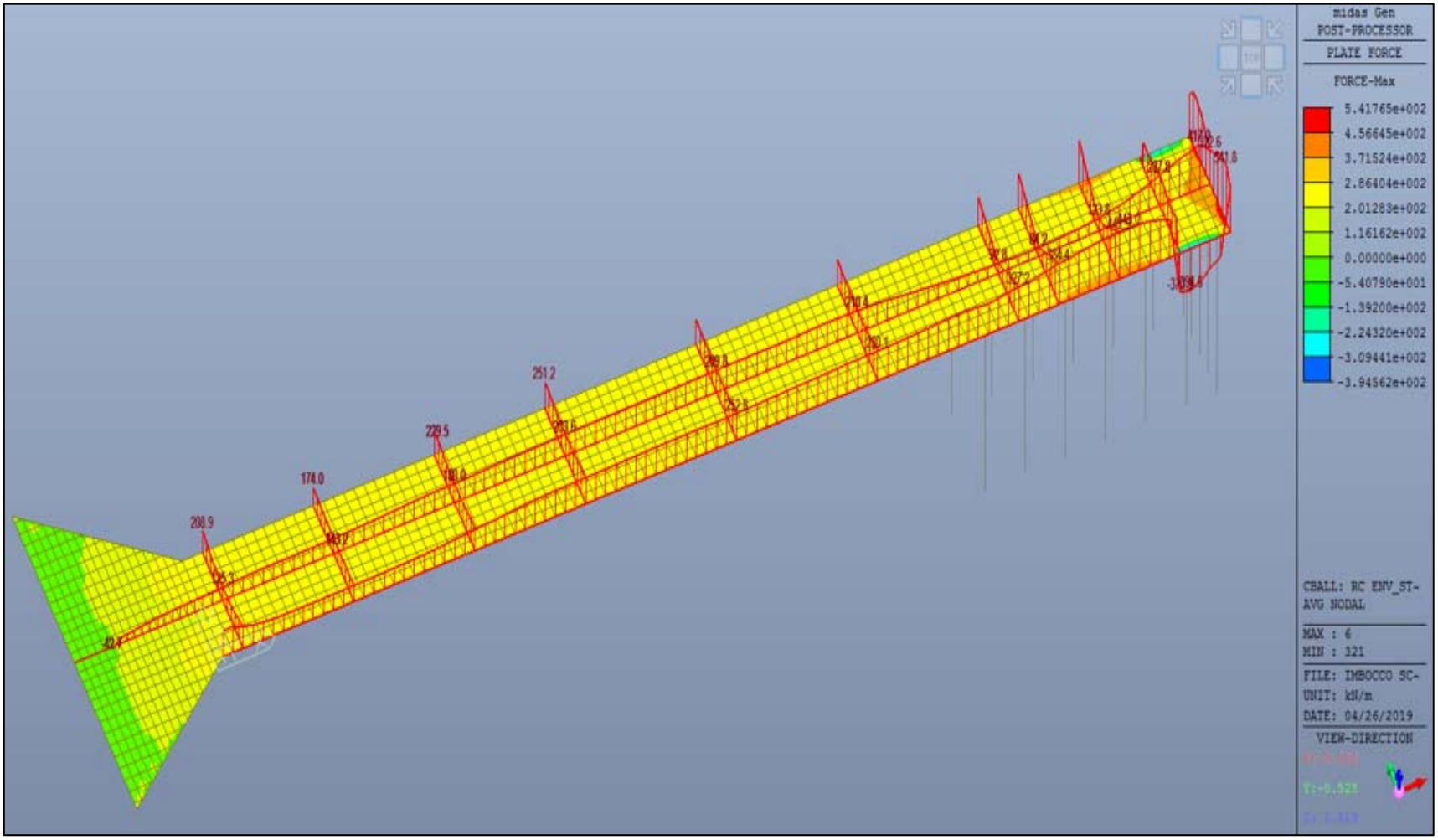
Di seguito vengono riportate le verifiche strutturali a stato limite ultimo ed esercizio della fondazione del canale di presa. Si è considerato ogni variazione di spessore della fondazione per il calcolo delle sollecitazioni e dell'armatura. In particolare è previsto un tratto da 1,20 m, un tratto da 1,00 m e l'ultimo tratto verso monte da 0,80 m. Non sono stati considerati, in via cautelativa e a favore di sicurezza, i ferri longitudinali tra i pali di fondazione (diametro $\phi 20$), la cui funzione principale è di irrigidimento ed omogenizzazione del comportamento globale della palificata, sia dal punto di vista geotecnico che strutturale. La tabella dei materiali per uso strutturale è analoga e a quella mostrata in precedenza per le verifiche delle pareti.

FONDAZIONE SPESSORE 1,20 m

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	960,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	329,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	470,0	kNm

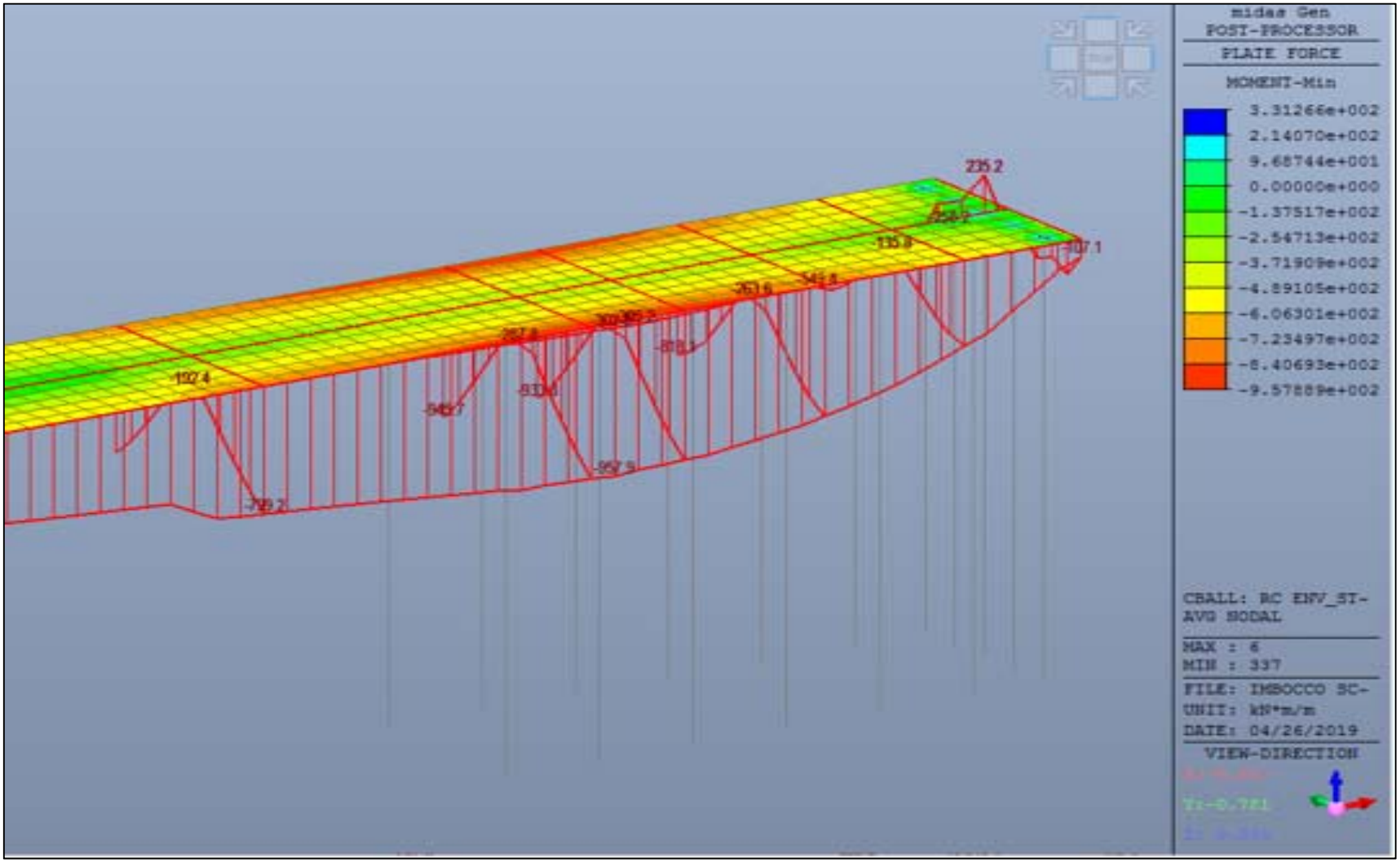
SFORZO NORMALE

SLU

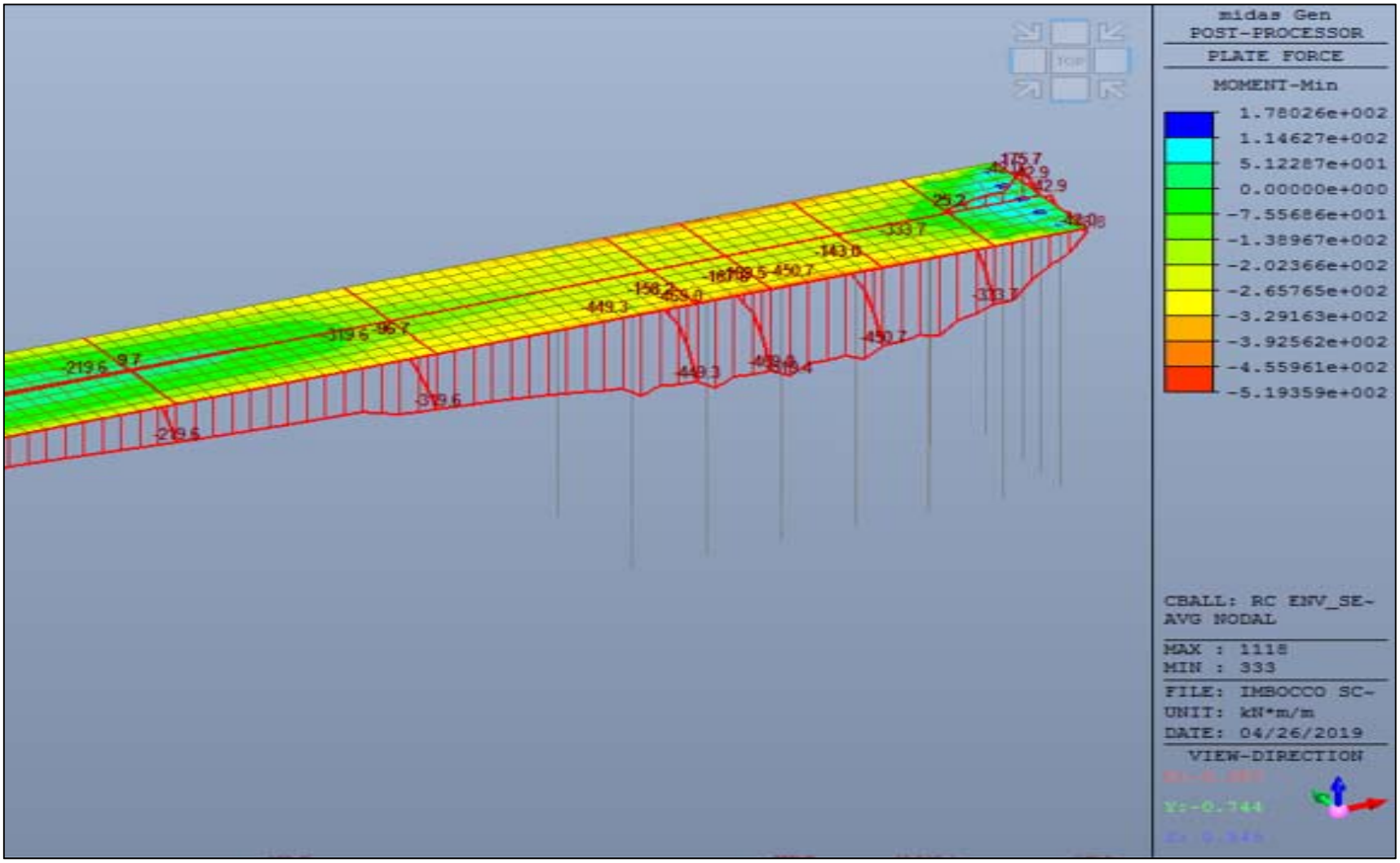


MOMENTO FLETTENTE

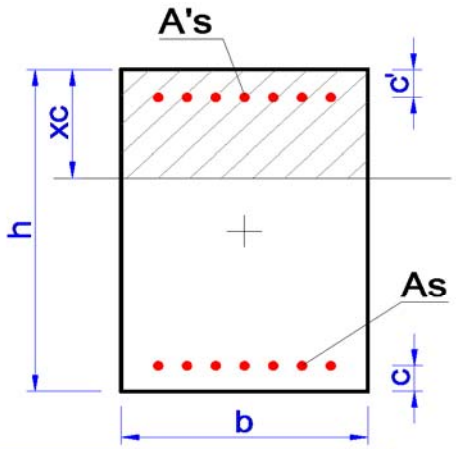
SLU



SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
1.78026e+002
1.14627e+002
5.12287e+001
0.00000e+000
-7.55686e+001
-1.38967e+002
-2.02366e+002
-2.65765e+002
-3.29163e+002
-3.92562e+002
-4.55961e+002
-5.19359e+002
CBALL: RC ENV_SE-
AVG NODAL
MAX : 1118
MIN : 333
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION
Y:-0.744

DIMENSIONAMENTO ARMATURA



Geometria della sezione		[cm]
Altezza	h	120
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	960	[kNm]
N	200	[kN]

Armatura tesa As				
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]	
5	20	15,71	5	inferiori
5	26	26,55	6	riprese
		0,00		
		0,00		
		0,00		
		42,25		

Armatura compressa A's				
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]	
5	20	15,71	6	superiori
		0,00		
		0,00		
		0,00		
		0,00		
		15,71		

Materiali									
	γc	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α fcd [Mpa]	fcc/fcd	ε_{c2}	ε_{cu2}
C25/30	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γE	γs	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ε_{ys}	ε_{uk}	α_s	ε_{ud}
B450C	1,00	1,15	210000	450	391,3	0,186%	7,500%	1	7,500%

◉ N costante
○ e costante

calcola

N ultimo	xc
200,0 [kN]	**11,40 [cm]**
Momento ultimo	**FS**
1916,6 [kNm]	**2,00**

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

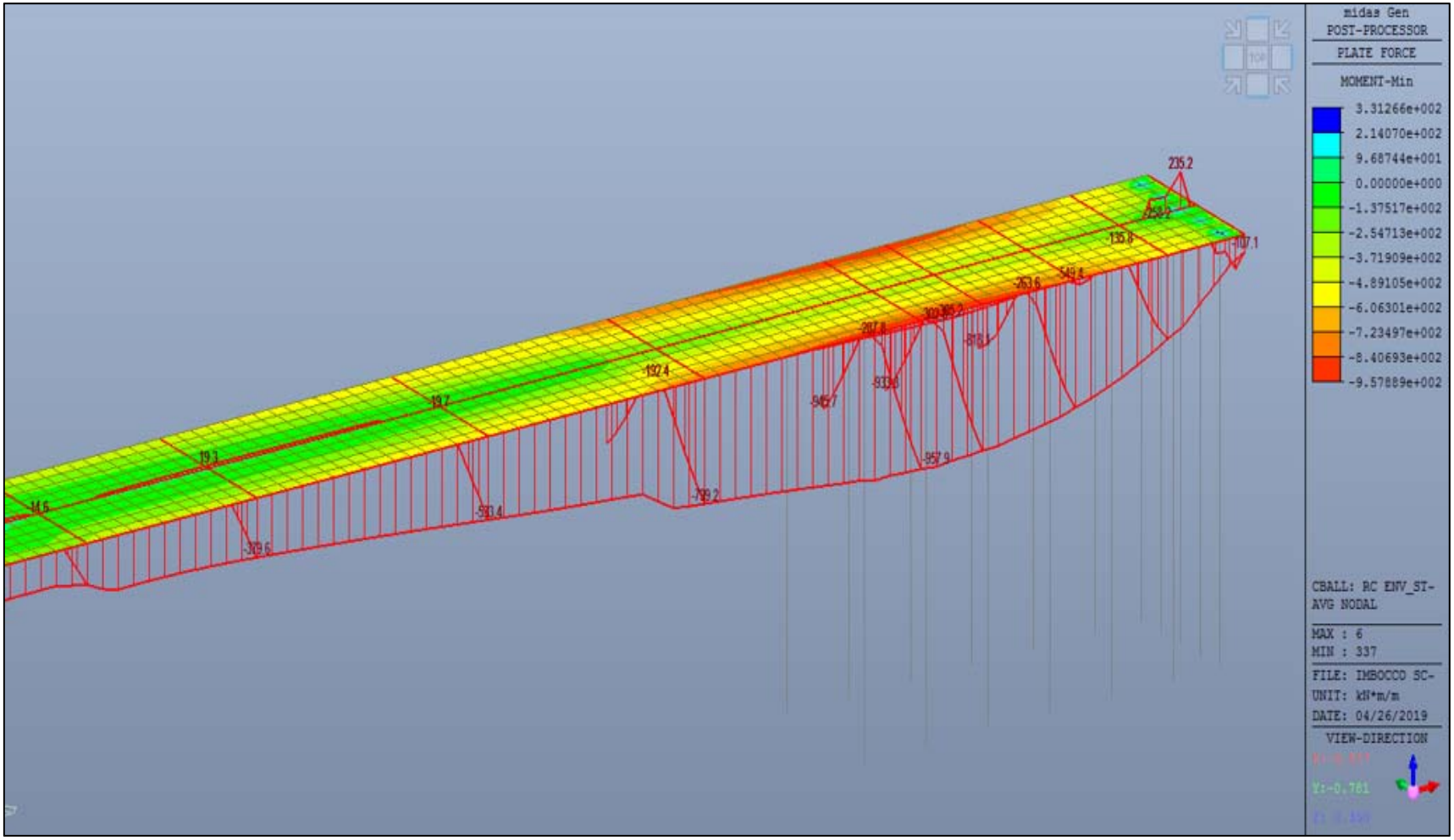
Altezza sezione	h	1200	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	1150	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1200000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	329000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	470000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4400	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	545	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,84	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	11069	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	18,97	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	4225	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1571	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	222	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	28188453727	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	2,59	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	72	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	13	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	3,70	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	103	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	19	N/mm^2
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	338	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	68069772816	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	1,63	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	74	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	2,33	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	106	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	72	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,034	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00021	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	20	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	159	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,056	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

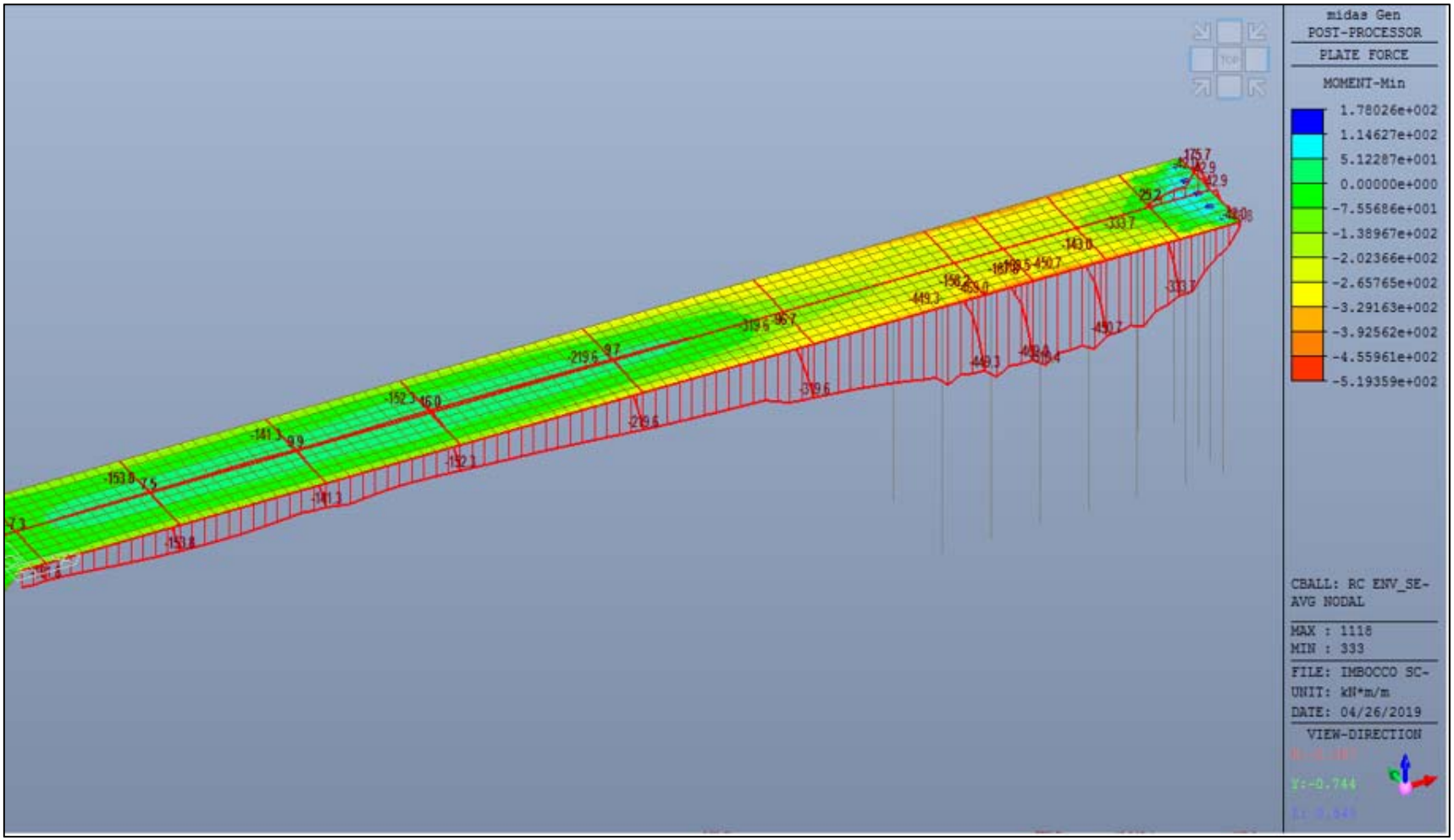
FONDAZIONE SPESSORE 1,00 m

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	800,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	224,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	320,0	kNm

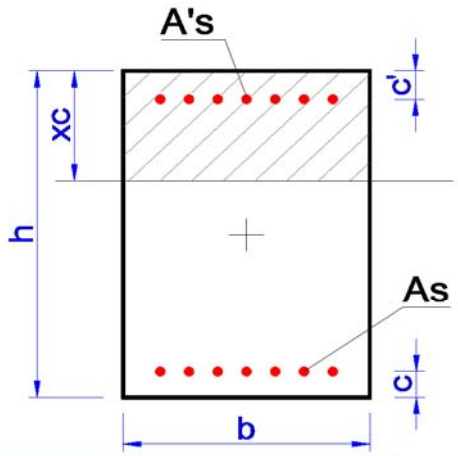
SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
3.31266e+002
2.14070e+002
9.68744e+001
0.00000e+000
-1.37517e+002
-2.54713e+002
-3.71909e+002
-4.89105e+002
-6.06301e+002
-7.23497e+002
-8.40693e+002
-9.57889e+002
215.2
135.8
107.1
263.6
549.4
207.8
878.4
945.7
957.9
132.4
19.7
19.3
14.6
329.6
533.4
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 6
MIN : 337
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
1.78026e+002
1.14627e+002
5.12287e+001
0.00000e+000
-7.55686e+001
-1.38967e+002
-2.02366e+002
-2.65765e+002
-3.29163e+002
-3.92562e+002
-4.55961e+002
-5.19359e+002
CBALL: RC ENV_SE-
AVG NODAL
MAX : 1118
MIN : 333
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURA



Geometria della sezione		[cm]
Altezza	h	100
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	800	[kNm]
N	200	[kN]

Armatura tesa As				
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]	
5	18	12,72	5	inferiori
5	20	15,71	6	riprese
		0,00		
		0,00		
		0,00		
		28,43		

Armatura compressa A's				
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]	
5	18	12,72	6	superiori
		0,00		
		0,00		
		0,00		
		0,00		
		12,72		

Materiali									
	γc	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α fcd [Mpa]	fcc/fcd	ε_{c2}	ε_{cu2}
C25/30	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γE	γs	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ε_{ys}	ε_{uk}	α_s	ε_{ud}
B450C	1,00	1,15	210000	450	391,3	0,186%	7,500%	1	7,500%

◉ N costante
○ e costante

calcola

N ultimo	xc
200,0 [kN]	8,83 [cm]
Momento ultimo	**FS**
1095,5 [kNm]	1,37

Per la verifica è stato considerato, in via cautelativa, il diametro minore tra i ferri longitudinali di ripresa dalla parete. Infatti la fondazione di spessore 1,00 m è caratterizzata da ferri longitudinali $\phi 22$ o $\phi 20$ di ripresa in funzione della zona di armatura considerata. La variazione del diametro dei ferri di ripresa è finalizzata al rispetto dei valori minimi di normativa in relazione allo spessore strutturale di calcolo.

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

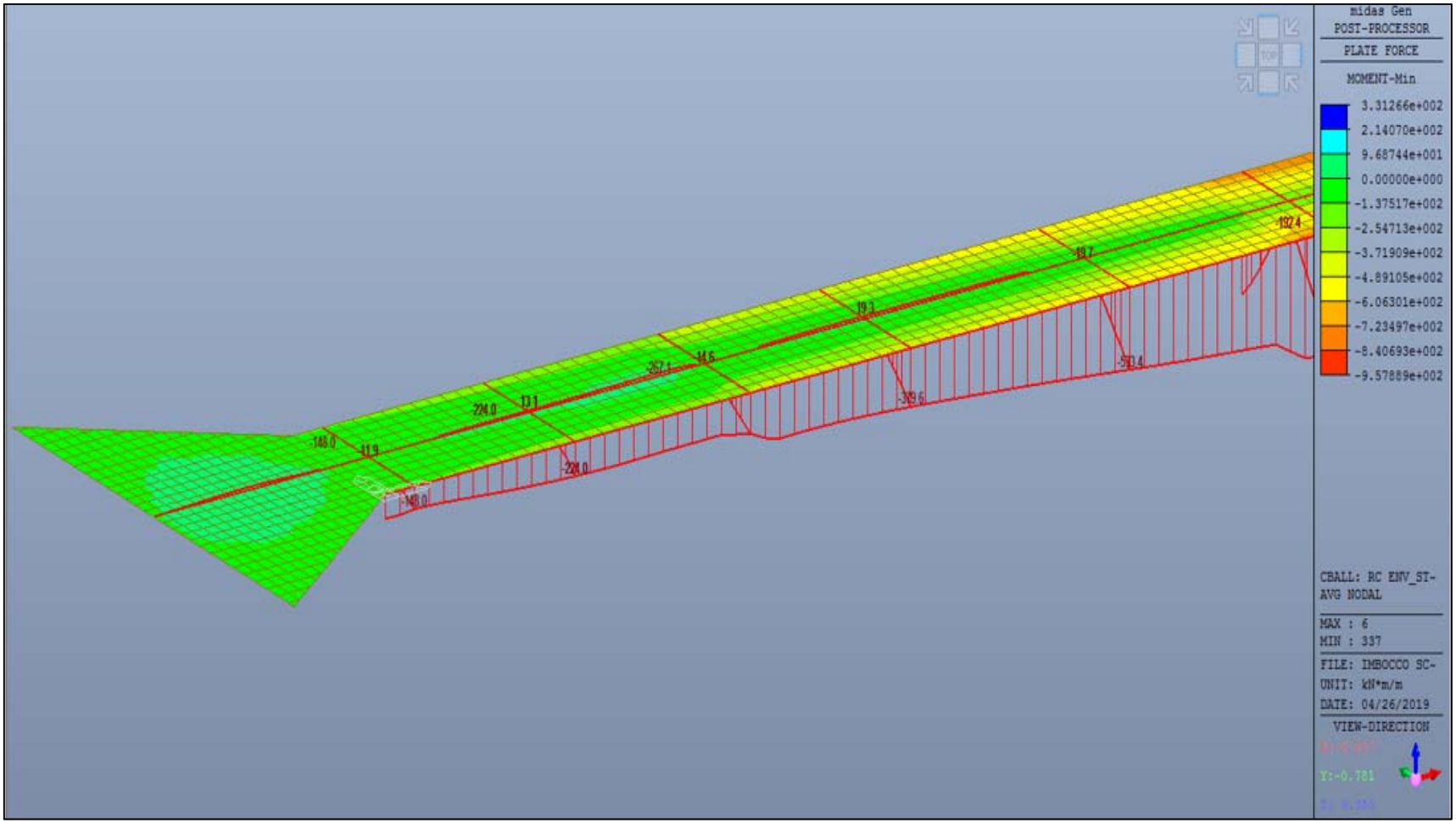
Altezza sezione	h	1000	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	950	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1000000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	224000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	320000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	4000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	500	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,88	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10929	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,21	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	2843	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1272	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	167	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	13280843056	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	2,82	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	88	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	13	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	4,03	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	126	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	19	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	257	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	32887372761	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	1,75	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	91	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	2,50	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	130	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	88	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,023	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00025	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	18	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	179	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,077	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

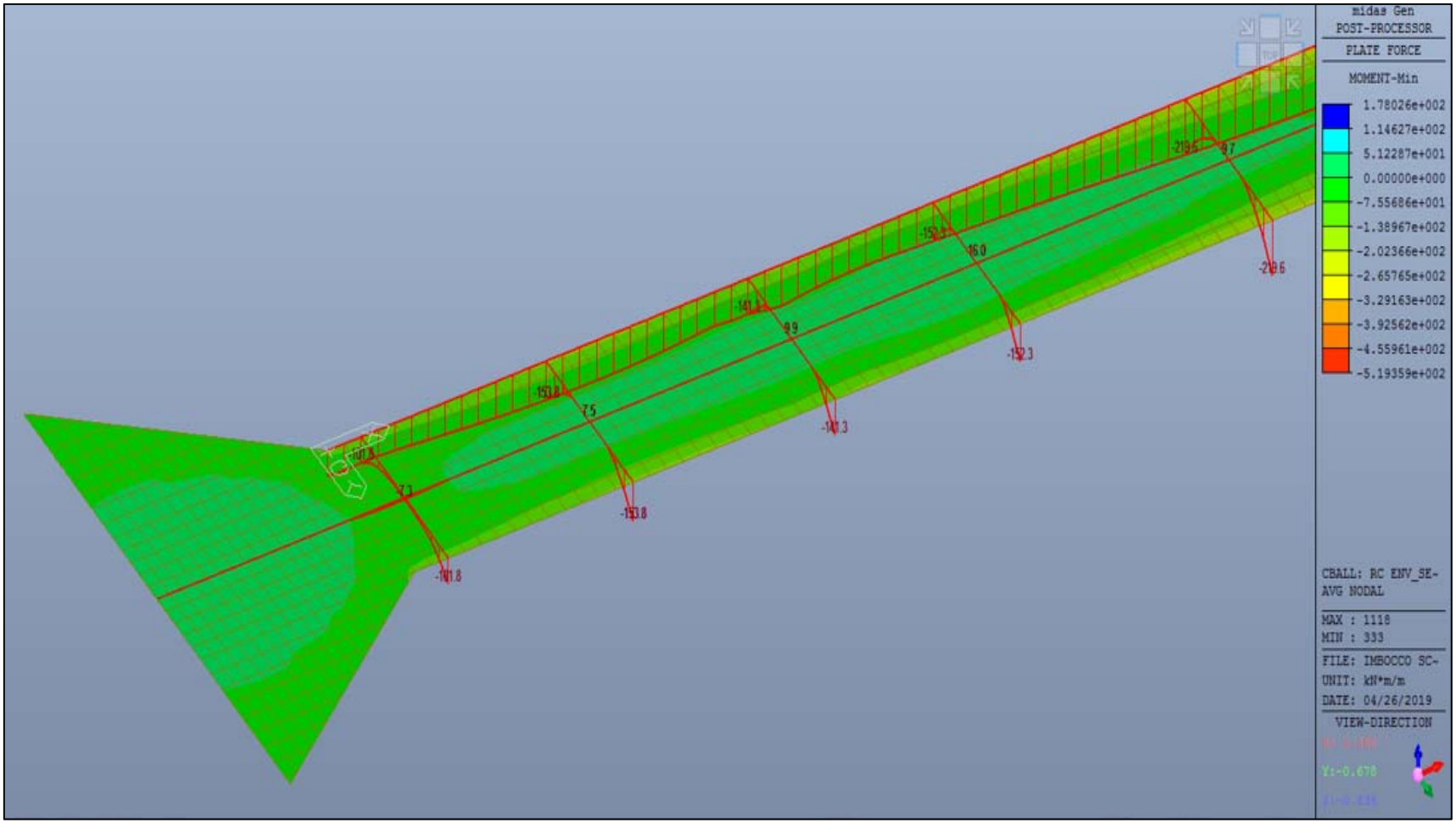
FONDAZIONE SPESSORE 0,80 m

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	270,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	101,5	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	145,0	kNm

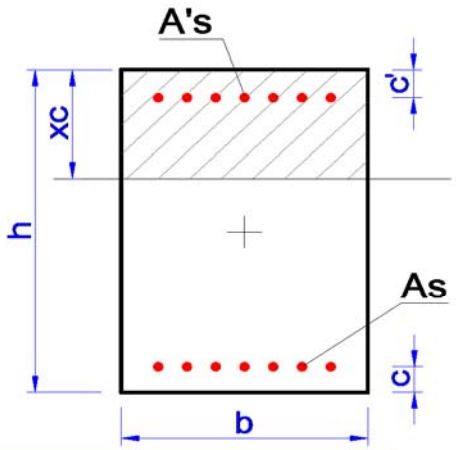
SLU


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
3.31266e+002
2.14070e+002
9.68744e+001
0.00000e+000
-1.37517e+002
-2.54713e+002
-3.71909e+002
-4.89105e+002
-6.06301e+002
-7.23497e+002
-8.40693e+002
-9.57889e+002
-148.0
-11.9
-224.0
13.1
-257.1
14.6
19.7
-192.4
-303.4
-329.6
CBALL: RC ENV_ST-
AVG NODAL
MAX : 6
MIN : 337
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION
Y:-0.781

SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
1.78026e+002
1.14627e+002
5.12287e+001
0.00000e+000
-7.55686e+001
-1.38967e+002
-2.02366e+002
-2.65765e+002
-3.29163e+002
-3.92562e+002
-4.55961e+002
-5.19359e+002
CBALL: RC ENV_SE-
AVG NODAL
MAX : 1118
MIN : 333
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

DIMENSIONAMENTO ARMATURA



Geometria della sezione		[cm]
Altezza	h	80
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	270	[kNm]
N	150	[kN]

Armatura tesa As				
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]	
5	16	10,05	5	inferiori
5	16	10,05	6	riprese
		0,00		
		0,00		
		0,00		
		20,11		

Armatura compressa A's				
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]	
5	16	10,05	6	superiori
		0,00		
		0,00		
		0,00		
		0,00		
		10,05		

Materiali									
	γc	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α fcd [Mpa]	fcc/fcd	ε_{c2}	ε_{cu2}
C25/30	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γE	γs	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ε_{ys}	ε_{uk}	α_s	ε_{ud}
B450C	1,00	1,15	210000	450	391,3	0,186%	7,500%	1	7,500%

(●) N costante
( ) e costante

calcola

N ultimo	xc
150,0 [kN]	7,14 [cm]
Momento ultimo	**FS**
614,6 [kNm]	2,28

Per la verifica è stato considerato, in via cautelativa, il diametro minore tra i ferri longitudinali di ripresa dalla parete. Infatti la fondazione di spessore 0,80 m è caratterizzata, in funzione della zona di armatura considerata, da ferri longitudinali $\phi 18$ o $\phi 16$ di ripresa. La variazione del diametro dei ferri di ripresa è finalizzata al rispetto dei valori minimi di normativa in relazione allo spessore strutturale di calcolo.

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	800	mm
Lerghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	750	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	800000	mm^2
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm^2
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	101500000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	145000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	444	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per t_0>60 giorni	$\varphi(\infty,t_0)$	1,92	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10763	N/mm^2
Coefficiente di omogenizzazione effettivo	n_{eff}	19,51	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	2011	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11,25	N/mm^2
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15,00	N/mm^2
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm^2
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t0)}$	126	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante inziale t_0	$S_{om,x\ (t0)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante inziale t_0	$I_{om,x\ (t0)}$	5922983965	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t0)}$	2,16	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t0)}$	71	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t0)}$	9	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t0)}$	3,08	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t0)}$	102	N/mm^2
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t0)}$	12	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP}\geq\sigma_{c,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,QP(t0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara}\geq\sigma_{c,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s\geq\sigma_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s\geq\sigma'_{s,rara(t0)}$	VERIFICATO	

Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t\infty)}$	195	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x\ (t\infty)}$	0	mm^3
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x\ (t\infty)}$	14946623107	mm^4
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t\infty)}$	1,33	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t\infty)}$	74	N/mm^2
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t\infty)}$	1,89	N/mm^2
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t\infty)}$	105	N/mm^2
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t\infty)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2,56	N/mm^2
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm^2
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	71	N/mm^2
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area effecacie di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm^2
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,016	/
Carichi di lunga durata 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6\sigma_s/E_s$	0,00020	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0,8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0,5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3,4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0,425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	199	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,069	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3$ mm	VERIFICATO	

Viene riportata di seguito la verifica dell'armatura corrente in fondazione. Come in precedenza, i diametri dei correnti variano al variare dello spessore della fondazione, a garanzia dell'armatura minima di normativa e, per questo motivo, vengono considerate solo 3 tipologie verifiche, una per ogni spessore dove si verifica la massima sollecitazione di calcolo.

FONDAZIONE SPESSORE 1,20 m

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	400,0	kNm

DIMENSIONAMENTO CORRENTI IN FONDAZIONE

Risultante delle forze di compressione	C	361,2	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,032	m
Momento resistente	M_{Rd}	400,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,028	/
Area minima da normativa	A_{min}	1680	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	924	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1680	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	16	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	59	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0634	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,0012816	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	269	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-663650	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	393076	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	270573	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,052	/
Momento resistente	M_{Rd}	446,3	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	400,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

FONDAZIONE SPESSORE 1,00 m

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	215,0	kNm

DIMENSIONAMENTO CORRENTI IN FONDAZIONE

Risultante delle forze di compressione	C	235,8	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,021	m
Momento resistente	M_{Rd}	215,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,023	/
Area minima da normativa	A_{min}	1380	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	603	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1380	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	16	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	59	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0515	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,0012816	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	269	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-663650	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	393076	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	270573	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,064	/
Momento resistente	M_{Rd}	367,7	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	215,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

FONDAZIONE SPESSORE 0,80 m

Momento sollecitante SLU	M_{sd}	75,0	kNm

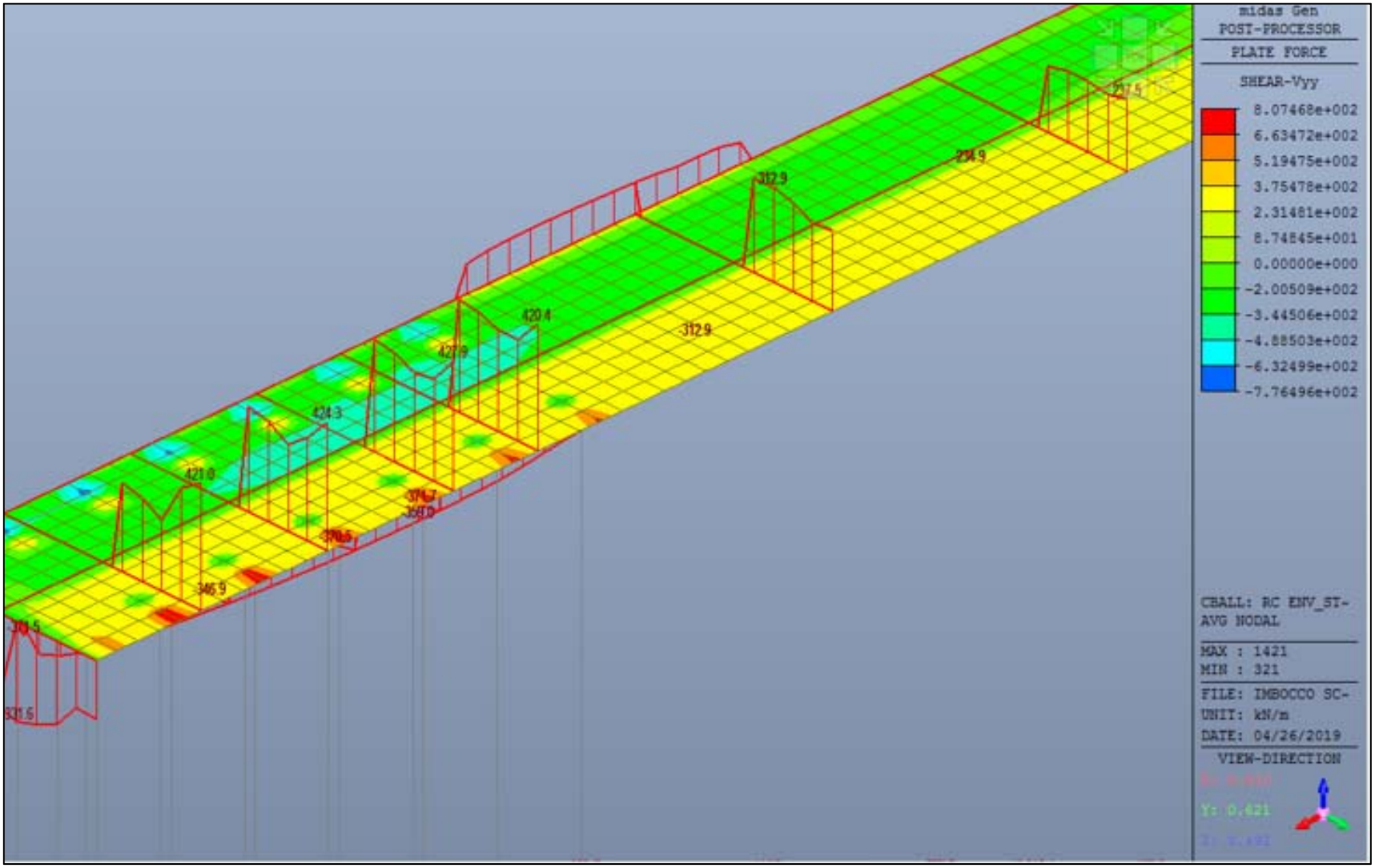
DIMENSIONAMENTO CORRENTI IN FONDAZIONE

Risultante delle forze di compressione	C	104,7	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,009	m
Momento resistente	M_{Rd}	75,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,013	/
Area minima da normativa	A_{min}	1080	mm^2
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	268	mm^2
Area di calcolo	A_{max}	1080	mm^2
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	$\varnothing_1$	14	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	$\varnothing_1$		mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1		/
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm^2
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	$\varnothing_2$	14	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	$\varnothing_2$	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm^2
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm^2
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm^2
Profondità dell'asse neutro	x	53	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε_c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε_s	0,0444	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε'_s	0,001825	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14,2	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm^2
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	383	N/mm^2
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-595932	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	300949	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	294983	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,073	/
Momento resistente	M_{Rd}	227,7	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	75,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA A TAGLIO

Viene riportata di seguito la verifica a taglio in fondazione. Viene effettuata una verifica per ogni spessore, in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

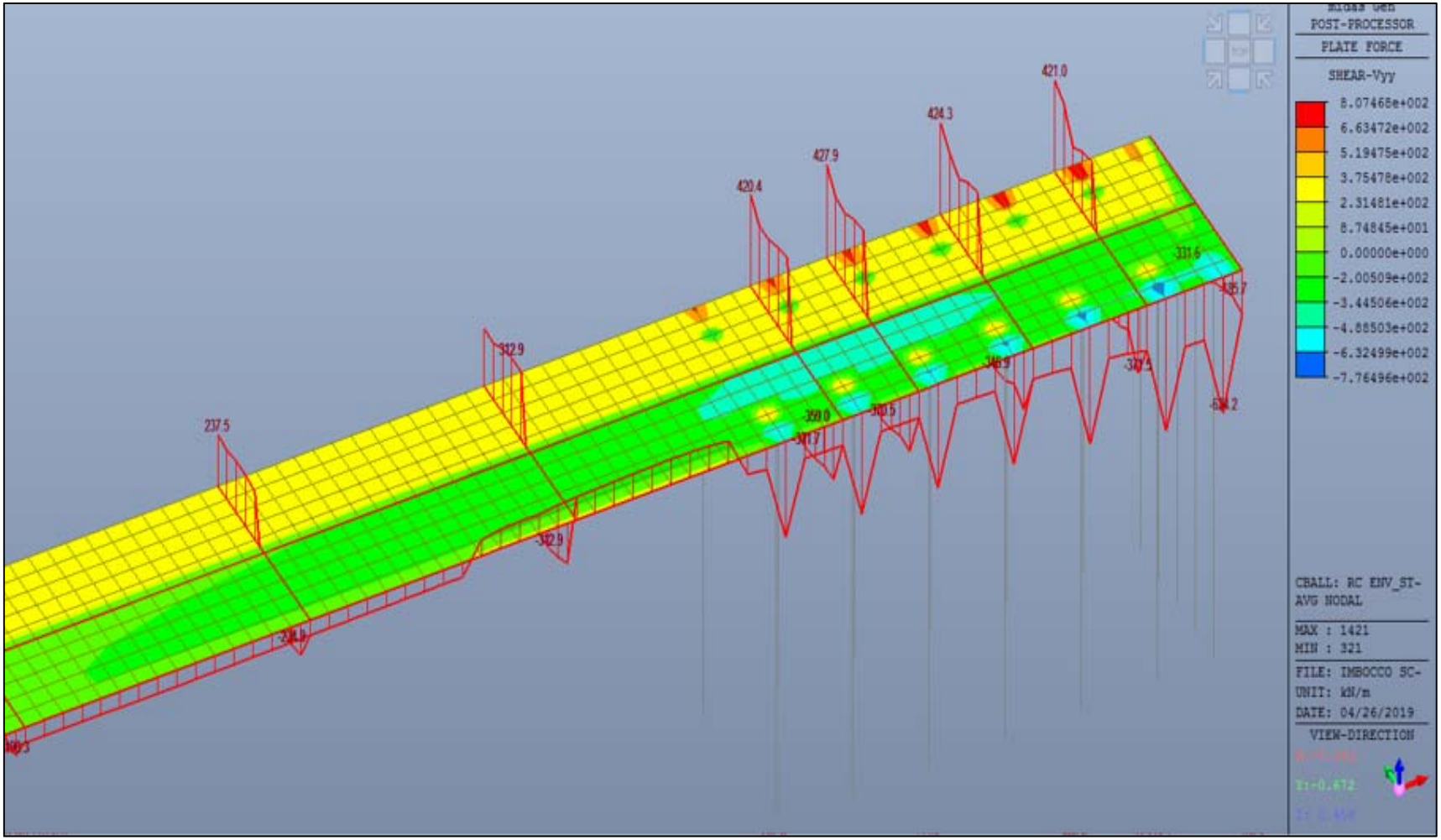
FONDAZIONE SPESSORE 1,20 m



VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	Cotgα	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	14	mm
Area del ferro	A	153,86	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di Cotgθ deve essere compreso tra: $1 \leq Cotg\theta \leq 2,5$ ($21,8° \leq \theta \leq 45°$)	Cotgθ	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	923	mm^2
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	2335	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	2528	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	193	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	430,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclianzione staffe	α	90	gradi
Inclianzione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di priastra)	A_{sw}/s	1300	mm^2/m
Diametro ferri	Φ	14	mm
Area del ferro	A	153,86	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	5	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1,66666667	/
Passo aramtura al taglio	s	60	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	923,16	mm^2/m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	14	mm
Area armatura	A	154	mm^2

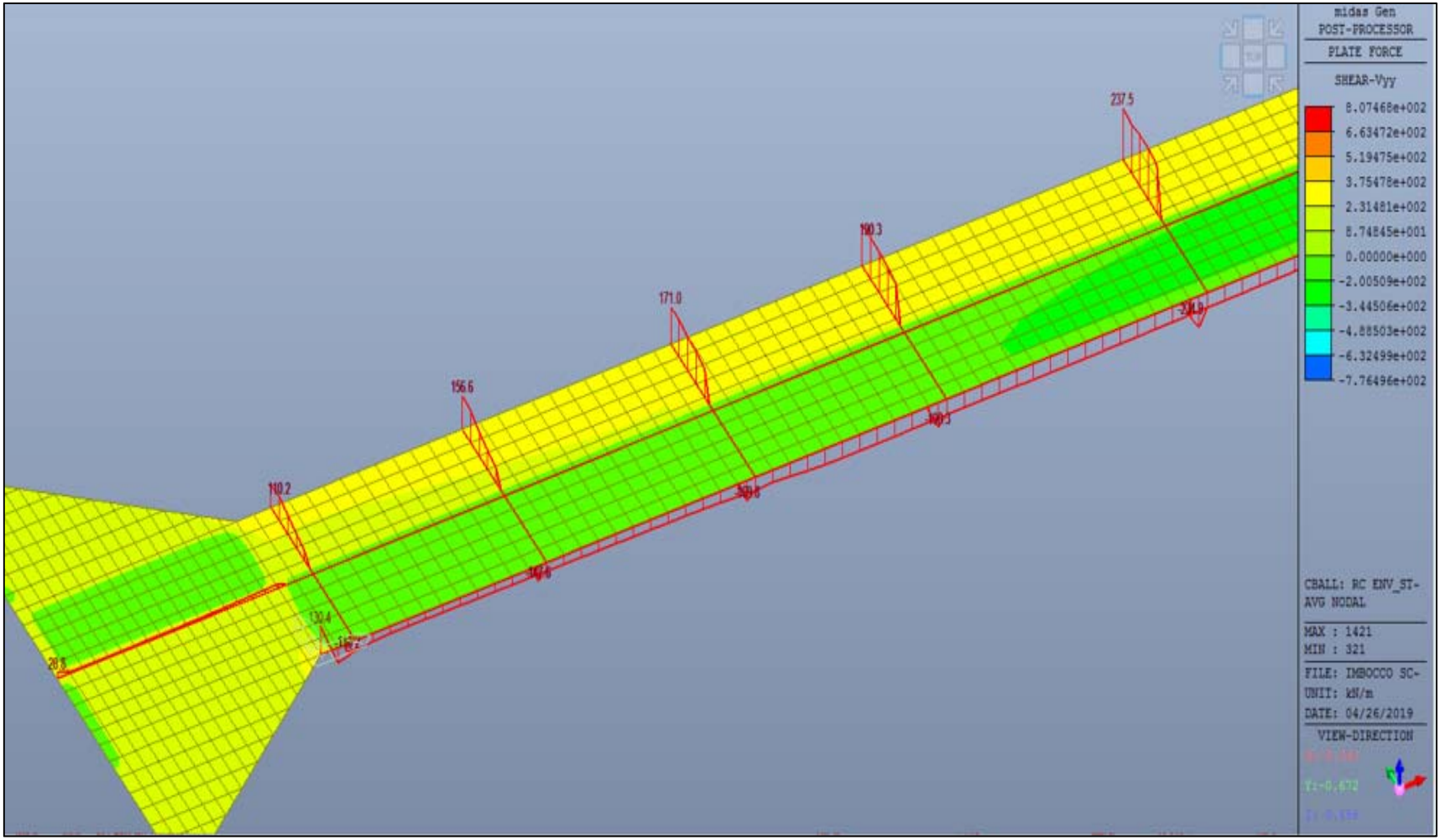
FONDAZIONE SPESSORE 1,00 m



VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	Cotgα	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	14	mm
Area del ferro	A	153,86	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di Cotgθ deve essere compreso tra: $1 \leq Cotg\theta \leq 2,5$ ($21,8° \leq \theta \leq 45°$)	Cotgθ	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	923	mm^2
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1929	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	2088	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	160	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	315,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclianzione staffe	α	90	gradi
Inclianzione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di priastra)	A_{sw}/s	1300	mm^2/m
Diametro ferri	Φ	14	mm
Area del ferro	A	153,86	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	5	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1,66666667	/
Passo aramtura al taglio	s	60	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	923,16	mm^2/m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	14	mm
Area armatura	A	154	mm^2

FONDAZIONE SPESSORE 0,80 m



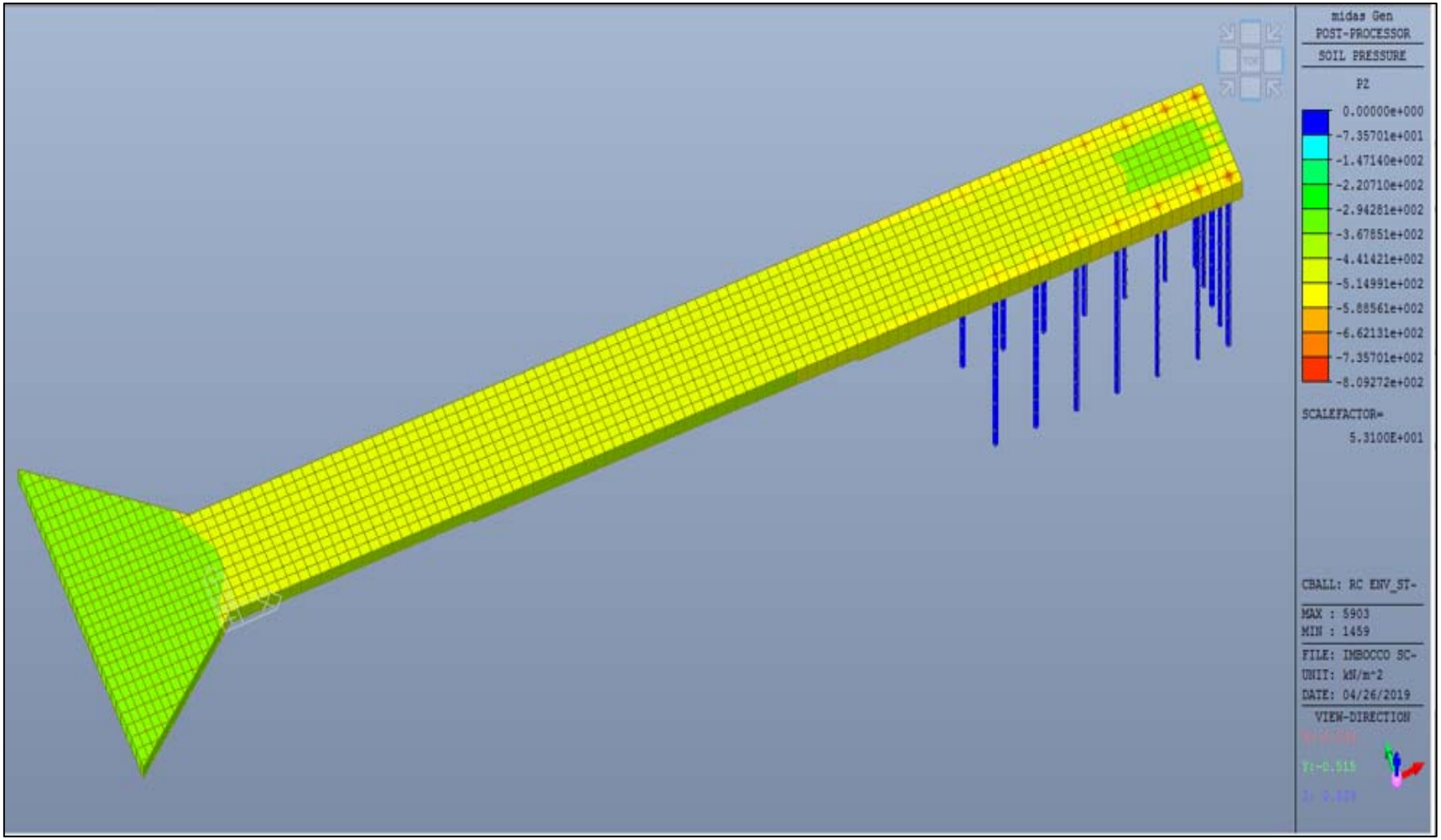
VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	Cotgα	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di Cotgθ deve essere compreso tra: $1 \leq Cotg\theta \leq 2,5$ ($21,8° \leq \theta \leq 45°$)	Cotgθ	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	678	mm^2
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1119	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1649	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	530	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	175,0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0,0013	/
Inclianzione staffe	α	90	gradi
Inclianzione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di priastra)	A_{sw}/s	1300	mm^2/m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113,04	mm^2
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo aramtura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	678,24	mm^2/m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm^2

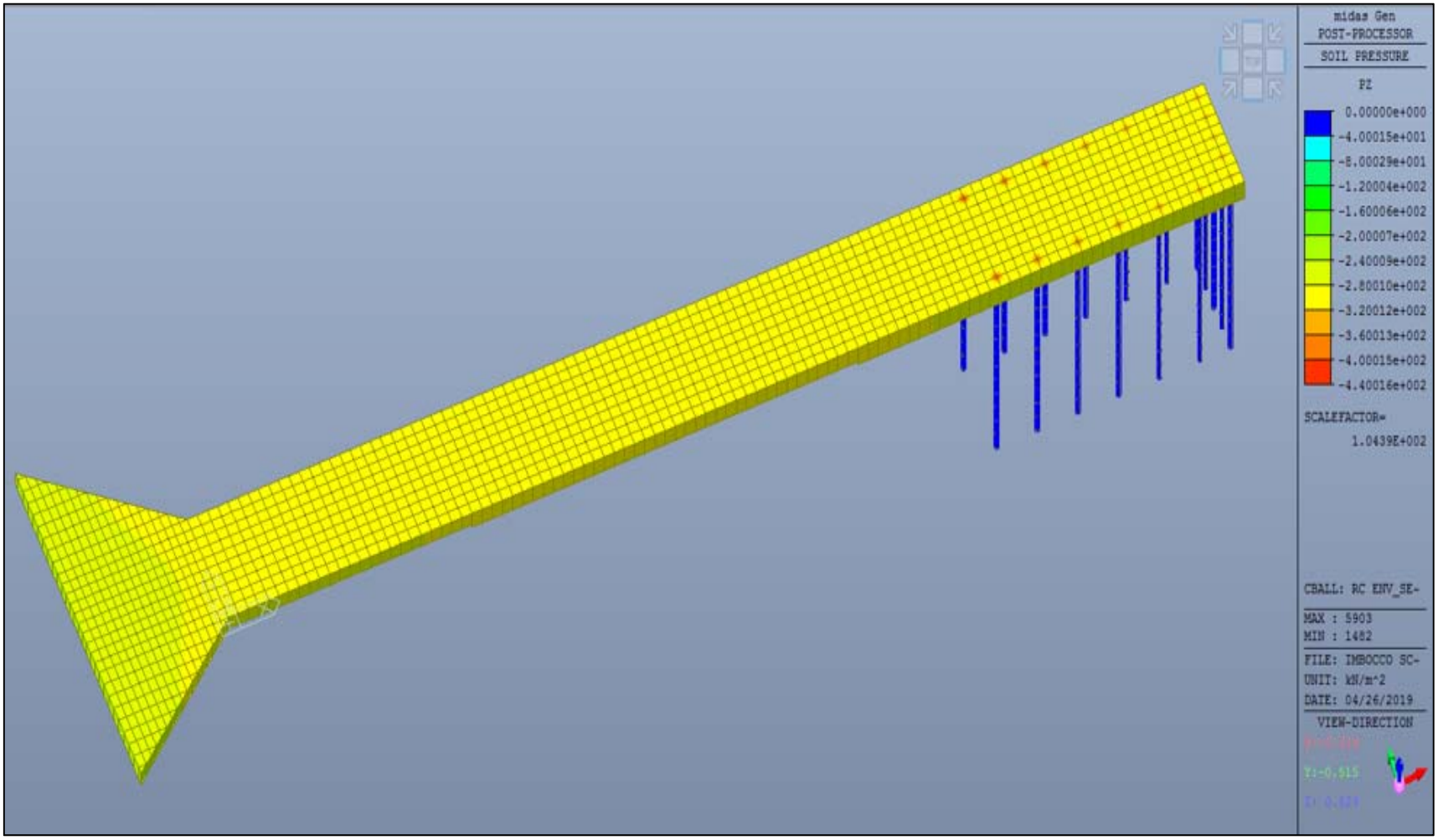
VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE

PRESSIONI TRASMESSE IN FONDAZIONE

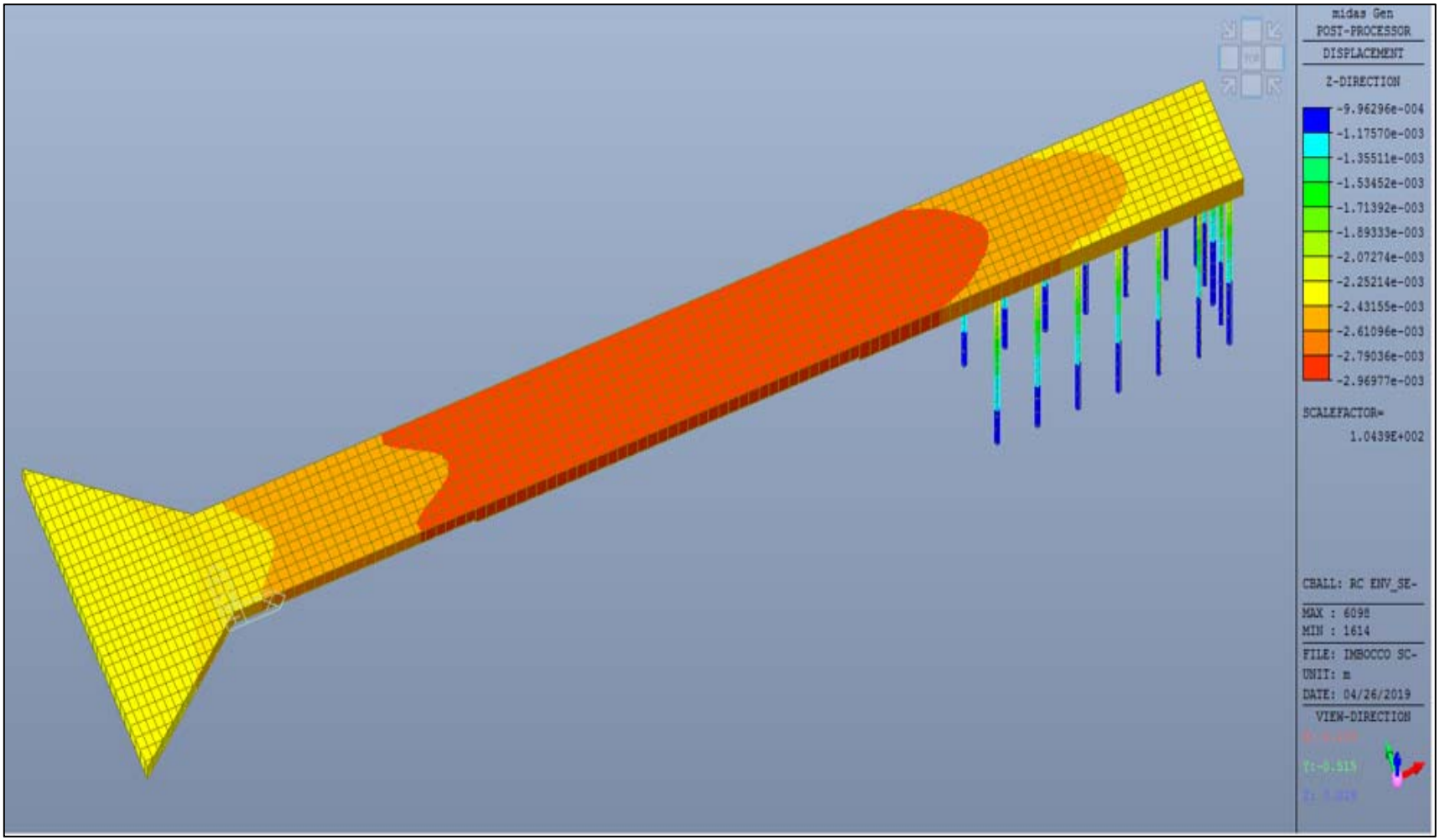
SLU



SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
SOIL PRESSURE
PZ
0.00000e+000
-4.00015e+001
-8.00029e+001
-1.20004e+002
-1.60006e+002
-2.00007e+002
-2.40009e+002
-2.80010e+002
-3.20012e+002
-3.60013e+002
-4.00015e+002
-4.40016e+002
SCALEFACTOR=
1.0439E+002
CBALL: RC ENV_SE-
MAX : 5903
MIN : 1482
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN/m^2
DATE: 04/26/2019
VIEW-DIRECTION

CEDIMENTI COMPLESSIVI FONDAZIONE



Le seguenti tabelle riepilogano le azioni risultanti in corrispondenza delle tre distinte porzioni della fondazione della costruzione, caratterizzate da differenti spessori, per le principali combinazioni di calcolo, desunte dal modello ad elementi finiti, con evidenziata la combinazione più gravosa ai fini delle verifiche geotecniche della fondazione:

FONDAZIONE H 120 cm – AZIONI COMBINATE			
Combinazione	**FX [kN]**	**FY [kN]**	**FZ [kN]**
Fondamentale	-5283	0	57804
Caratteristica	-3620	0	41091
Sismica 1	2948	11	38753
Sismica 2	-2105	6945	**60127**
Sismica 3	**-9036**	-11	34656
Sismica 4	-3983	-6945	13283

FONDAZIONE H 100 cm – AZIONI COMBINATE			
Combinazione	**FX [kN]**	**FY [kN]**	**FZ [kN]**
Fondamentale	-1795	**0**	**46850**
Caratteristica	-1194	0	32900
Sismica 1	4579	7	29823
Sismica 2	-558	2870	36329
Sismica 3	**-6482**	-7	27820
Sismica 4	-1346	-2870	21314

FONDAZIONE H 80 cm – AZIONI COMBINATE			
Combinazione	**FX [kN]**	**FY [kN]**	**FZ [kN]**
Fondamentale	448	0	**52888**
Caratteristica	394	0	36414
Sismica 1	4910	61	31809
Sismica 2	974	1015	32817
Sismica 3	**-3991**	-61	29922
Sismica 4	-55	-1015	28914

Si riportano, nel seguito, le **verifiche a capacità portante** del sistema terreno-fondazione per la combinazione **A1+M1+R3** prevista dalle N.T.C.-2018, eseguita con la formulazione di *Brinch-Hansen*, considerando aggiuntivamente anche i fattori correttivi sismici *z* come definiti da *Paolucci & Pecker* (1997) e le pertinenti **verifiche a scorrimento**. Il problema è valutato considerando cautelativamente un angolo di attrito pari a 36° relativo all'unità geotecnica II (anziché i valori dell'unità III), coesione nulla (a favore di sicurezza, anziché 40÷60 kPa). Le verifiche sono svolte per le condizioni più gravose di massimo invaso (quota pari a 566,2 m s.l.m.). Sono state, quindi, considerate tre distinte verifiche a capacità portante al variare dello spessore della fondazione dell'opera: 120 cm, 100 cm e 80 cm. Le sponde del canale si riducono al diminuire del versante e, dunque, saranno considerate tre diverse profondità relative medie *D* della fondazione.

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, calcolato con la seguente espressione (si veda a riguardo il *paragrafo 7.4*):

$$q_{lim}=q*N_q*\alpha_q+c'*N_c*\alpha_c+0.5*B'*\gamma*N_\gamma*\alpha_\gamma$$

Mentre il valore della resistenza di calcolo, ovvero del carico limite, vale:

$$q_{lim,R3}=\frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}}=\frac{q_{\lim}}{2{,}3}$$

Fondazione spessore 1,20 m

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e_x]	0,00	m
eccentricità in y [e_y]	0,00	m
B'	5,80	m
L'	20,50	m
Profondità fondazione	5,50	m
m	1,78	
N_γ	56,31	
N_q	37,75	
N_c	50,59	
i_γ	0,64	
i_q	0,75	
i_c	0,74	
s_γ	0,89	
s_q	1,21	
s_c	1,21	
b_γ	1,00	
b_q	1,00	
b_c	1,00	
g_γ	1,00	
g_q	1,00	
g_c	1,00	
d_γ	1,00	
d_q	1,23	
d_c	1,24	
z_γ	0.95	
z_q	0,95	
z_c	0,97	
q_{lim}	**4300**	**kN/m²**

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim}=q*N_q*\alpha_q+c'*N_c*\alpha_c+0.5*B'*\gamma*N_\gamma*\alpha_\gamma \cong 4{,}30 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 4{,}30/2{,}3 \cong 1{,}87 \text{ N/mm}^2 \ (1870 \text{ kN/m}^2) > q \cong 0{,}51 \ N/mm^2$$

F.S. ≅ 4,30 N/mm² / 0,51 N/mm² ≅ 8,4 > 2,3 (γ_R)

Verifica a scorrimento: F.S. ≅ 43684 kN / 9036 kN ≅ 4,8 > 1,1 (γ_R)

Fondazione spessore 1,00 m

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e_x]	0,00	m
eccentricità in y [e_y]	0,00	m
B'	5,80	m
L'	21,00	m
Profondità fondazione	4,00	m
m	1,78	
N_γ	56,31	
N_q	37,75	
N_c	50,59	
i_γ	0,66	
i_q	0,77	
i_c	0,76	
s_γ	0,89	
s_q	1,20	
s_c	1,21	
b_γ	1,00	
b_q	1,00	
b_c	1,00	
g_γ	1,00	
g_q	1,00	
g_c	1,00	
d_γ	1,00	
d_q	1,17	
d_c	1,17	
z_γ	0.95	
z_q	0,95	
z_c	0,97	
q_{lim}	**3440**	**kN/m²**

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim}=q*N_q*\alpha_q+c'*N_c*\alpha_c+0.5*B'*\gamma*N_\gamma*\alpha_\gamma \cong 3{,}44 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 3{,}44/2{,}3 \cong 1{,}50 \text{ N/mm}^2 \ (1500 \text{ kN/m}^2) > q \cong 0{,}38 \ N/mm^2$$

F.S. ≅ 3,44 N/mm² / 0,38 N/mm² ≅ 9,1 > 2,3 (γ_R)

Verifica a scorrimento: F.S. ≅ 34038 kN / 6482 kN ≅ 5,2 > 1,1 (γ_R)

Fondazione spessore 0,80 m

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e_x]	0,00	m
eccentricità in y [e_y]	0,00	m
B'	5,40	m
L'	20,00	m
Profondità fondazione	2,50	m
m	1,79	
N_γ	56,31	
N_q	37,75	
N_c	50,59	
i_γ	0,80	
i_q	0,87	
i_c	0,87	
s_γ	0,89	
s_q	1,20	
s_c	1,20	
b_γ	1,00	
b_q	1,00	
b_c	1,00	
g_γ	1,00	
g_q	1,00	
g_c	1,00	
d_γ	1,00	
d_q	1,11	
d_c	1,12	
z_γ	0.95	
z_q	0,95	
z_c	0,97	
q_{lim}	**2900**	**kN/m²**

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim}=q*N_q*\alpha_q+c'*N_c*\alpha_c+0.5*B'*\gamma*N_\gamma*\alpha_\gamma \cong 2{,}90 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 2{,}90/2{,}3 \cong 1{,}26 \text{ N/mm}^2 \ (1260 \text{ kN/m}^2) > q \cong 0{,}49 \ N/mm^2$$

F.S. ≅ 2,90 N/mm² / 0,49 N/mm² ≅ 5,9 > 2,3 (γ_R)

Verifica a scorrimento: F.S. ≅ 38425 kN / 3991 kN ≅ 9,6 > 1,1 (γ_R)

LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE E A SCORRIMENTO DELLA FONDAZIONE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE.

Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto, nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.

Dai risultati ottenuti si possono, inoltre, cautelativamente stimare valori di cedimento massimo dell'ordine di pochi millimetri. I cedimenti differenziali a lungo termine nell'ambito della superficie della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri. Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono, dunque, essere ritenuti del tutto compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità delle opere progettualmente previste.

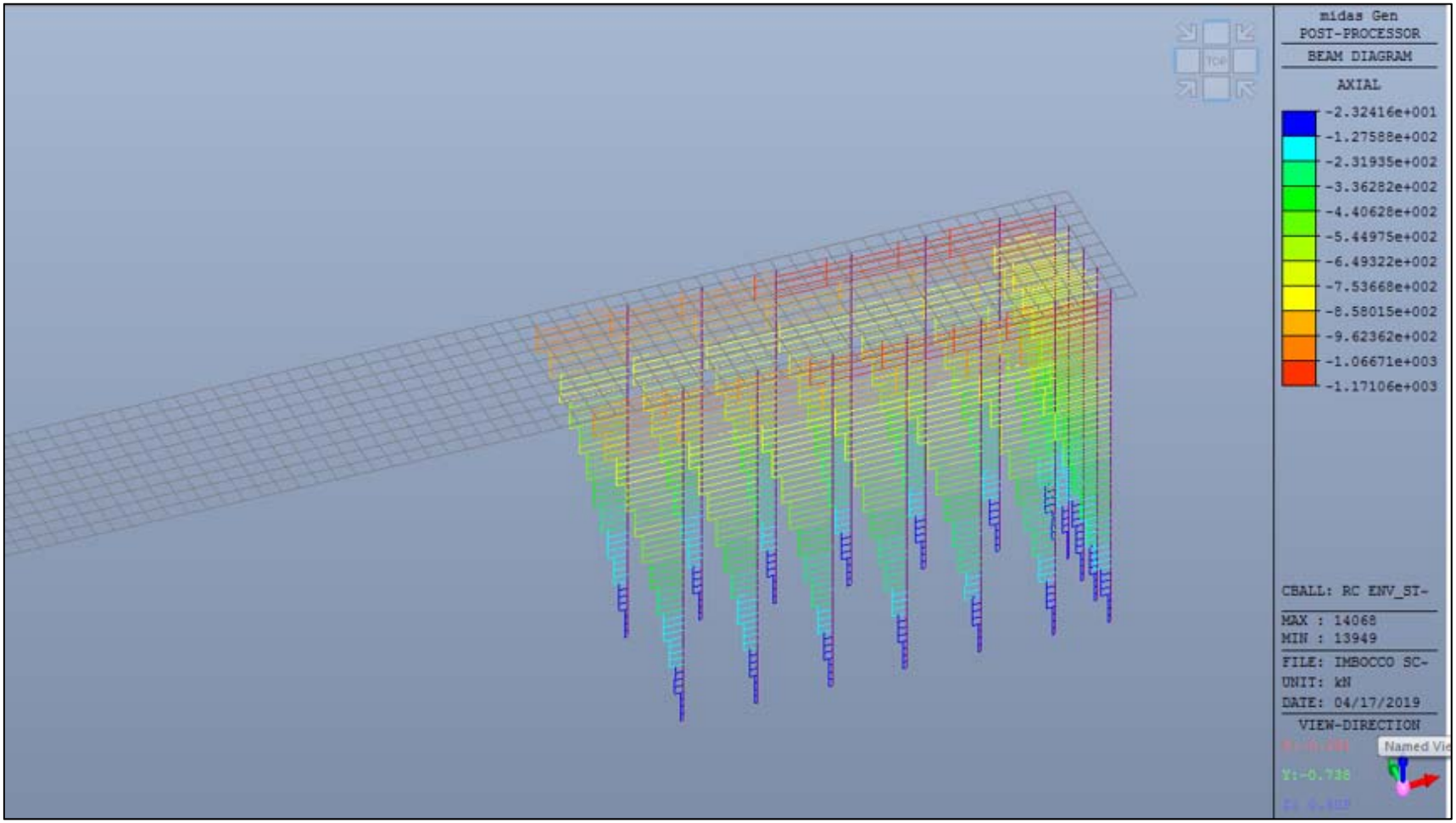
VERIFICA MICROPALI DI FONDAZIONE

Di seguito viene effettuata la verifica strutturale a SLU e la stima dei cedimenti per i micropali di fondazione i quali sono stati previsti per assicurarsi, con un sufficiente margine di sicurezza, che le fondazioni del canale di presa intercettino lo strato di roccia meno fratturato ed alterato, appartenente all'Unità geotecnica III, al fine di ridurre i cedimenti differiti a medio lungo termine ed ottimizzare i cedimenti differenziali della fondazione e della costruzione nel suo complesso a valori compatibili con l'uso e la funzionalità dell'opera.

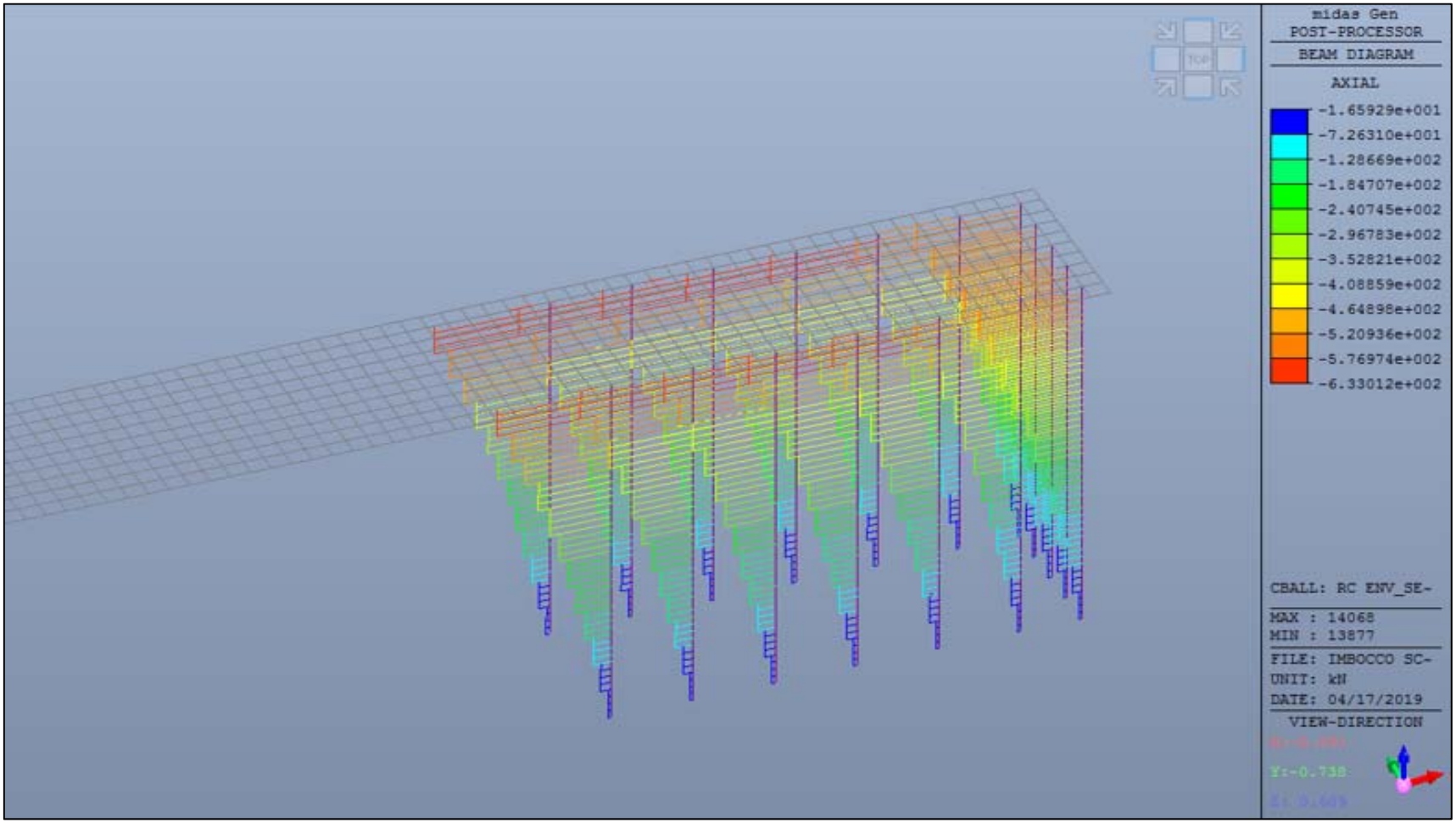
Si riportano, nel seguito, le sollecitazioni di calcolo agenti sui micropali determinate direttamente dal modello di calcolo agli elementi finiti e relative alla combinazione più gravosa di verifica a SLU.

SFORZO NORMALE

SLU

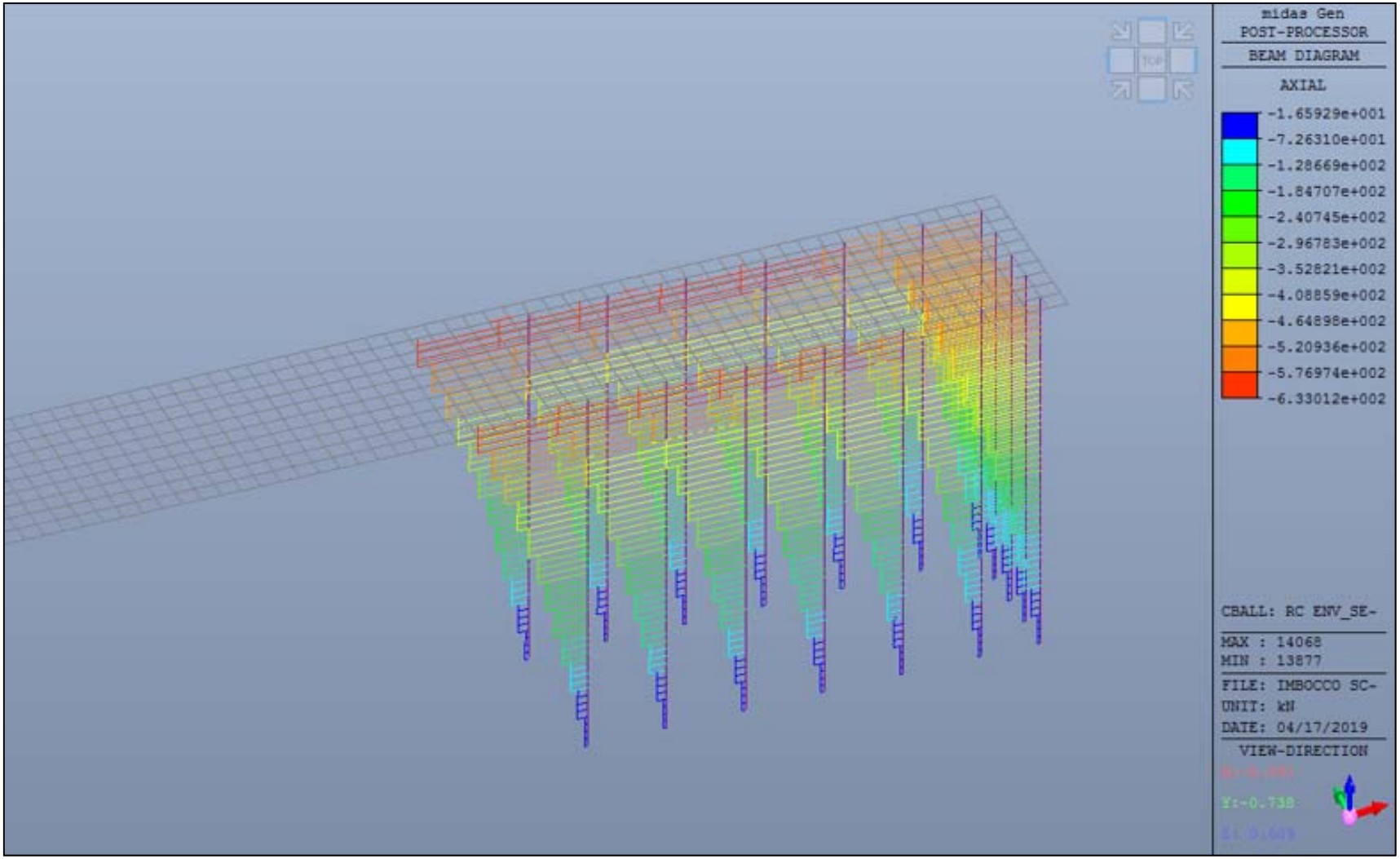


SLE

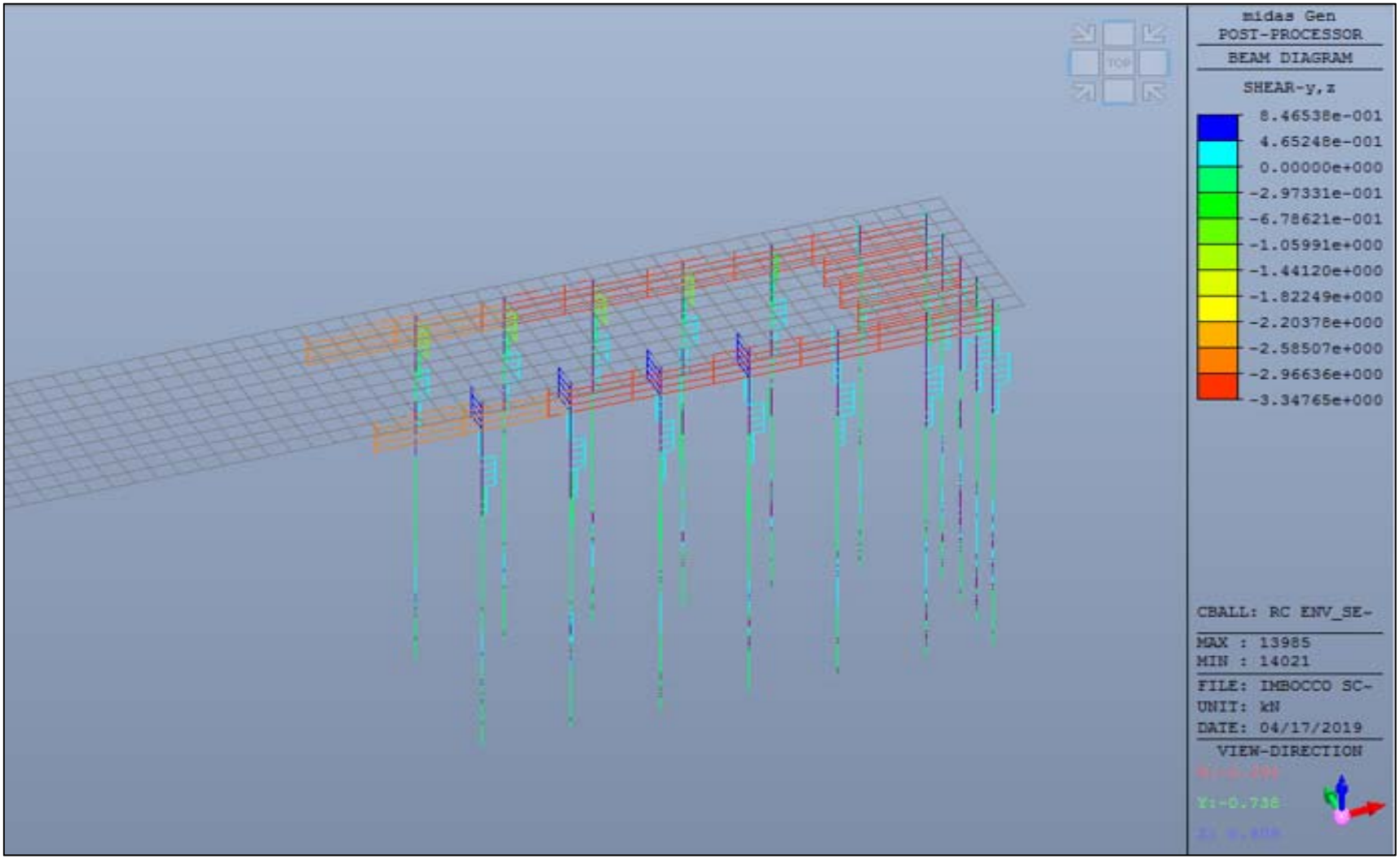

midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
AXIAL
-1.65929e+001
-7.26310e+001
-1.28669e+002
-1.84707e+002
-2.40745e+002
-2.96783e+002
-3.52821e+002
-4.08859e+002
-4.64898e+002
-5.20936e+002
-5.76974e+002
-6.33012e+002
CBALL: RC ENV_SE-
MAX : 14068
MIN : 13877
FILE: IMBOCCO SC-
UNIT: kN
DATE: 04/17/2019
VIEW-DIRECTION

SOLLECITAZIONE A TAGLIO

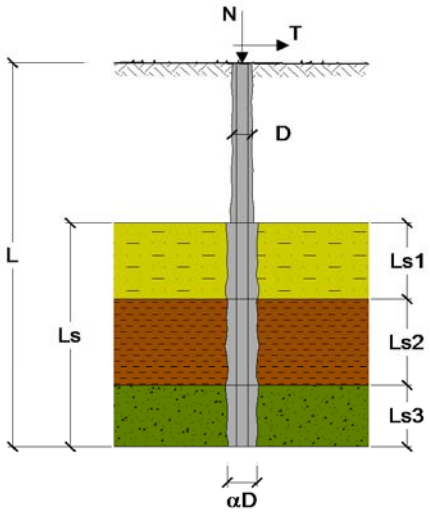
SLU



SLE


midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-y,z
8.46538e-001
4.65248e-001
0.00000e+000
-2.97331e-001
-6.78621e-001
-1.05991e+000
-1.44120e+000
-1.82249e+000
-2.20378e+000
-2.58507e+000
-2.96636e+000
-3.34765e+000
CBALL: RC ENV_SE~
MAX : 13985
MIN : 14021
FILE: IMBOCCO SC~
UNIT: kN
DATE: 04/17/2019
VIEW-DIRECTION

OPERA: Micropali di fondazione canale di presa



DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	1180.00	0.00	1180.00
T (kN)	15.00	0.00	15.00

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\,traz}$
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	○	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		◉	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1 ○	2 ◉	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	DM88 ○	prog. ○
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.24 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

Armatura:

○ IPE IPE 180 | ○ INP INP 160 | ○ HEA HEA 300 | ○ HEB HEB 160 | ○ HEM HEM 200 | ◉ Tubi ø168,3 x 8,0 | ○ ALTRO

ø168,3 x 8,0

Area dell'armatura (Aarm): 4029 (mm^2)

Area a taglio (Ataglio) (mm^2)

Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 1.297E+07 (mm^4)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 154'162 (mm^3)

Dimensione Armatura (Darm) (mm)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (fy): 355 (N/mm^2)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm^2)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm^2)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 150.0 (MN/m^3)

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 1.348 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 5.56 (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

σ = *N/Aarm +/- M/Warm*

τ = *2*T/Aarm*

σ_{max} = 328.98 *(N/mm²)* σ_{min} = 256.81 *(N/mm²)*

τ = 7.45 *(N/mm²)*

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\ \tau^2)^{0,5}$

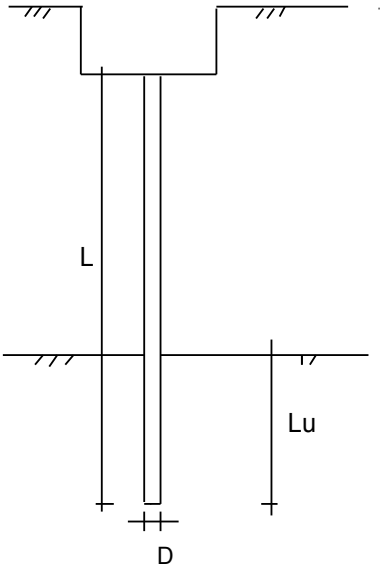
σ_{id} = 329.23 *(N/mm²)* **verifica soddisfatta**

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Micropali di fondazione canale di presa

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0,24	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	1180,00	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	12,00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	11,20	(m)
Modulo di Deformazione (E):	2500000	(kN/m^2)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$\delta = \beta * Pmax / E * Lu$

Coefficiente di forma

$\beta =$ 0,5 + Log(Lutile / D): 2,17 (-)

Cedimento del palo

$\delta = \beta * Pmax / E * Lu$ **0,09 (mm)**

Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute, con buon margine di sicurezza, compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.

Si ottengono, inoltre, cedimenti su ciascun micropalo inferiori al millimetro e, come tali, compatibili con i valori complessivi attesi per la platea di fondazione e con la corretta funzionalità in esercizio dell'opera.

8.4 Vasca di dissipazione dello scarico di fondo e locale ingresso galleria

Il progetto prevede realizzazione di una nuova vasca di dissipazione dello scarico di fondo realizzata con struttura in c.a. gettato in opera.

La costruzione avrà pianta rettangolare con dimensioni pari a m 5,60 x 4,10 e altezza massima delle pareti pari a m 2,70. Gli spessori delle sezioni strutturali di fondazione ed elevazione sono previsti di 30 cm.

8.4.1 Verifica fondazione e pareti contro-terra vasca di dissipazione scarico di fondo

Si riportano nel seguito la modellazione e le verifiche di carattere geotecnico e strutturale dell'opera, rispettivamente per le combinazioni di verifica più gravose ai sensi del capitolo 6 delle N.T.C.-2018 e considerando, a favore di sicurezza, uno schema statico simmetrico di parete incastrata in fondazione.

Ai fini delle verifiche sono stati considerati cautelativamente e a favore di sicurezza, i parametri (angolo di attrito e coesione) del terreno riferiti all'orizzonte I anche se verranno presumibilmente incontrate formazioni meno alterate relative all'orizzonte II. Il peso specifico del terreno in sito è stato posto pari a 20 kN/m^3. Il modulo elastico del terreno ai fini dei calcoli è stato cautelativamente considerato pari a 40 Mpa (valore medio dell'orizzonte I).

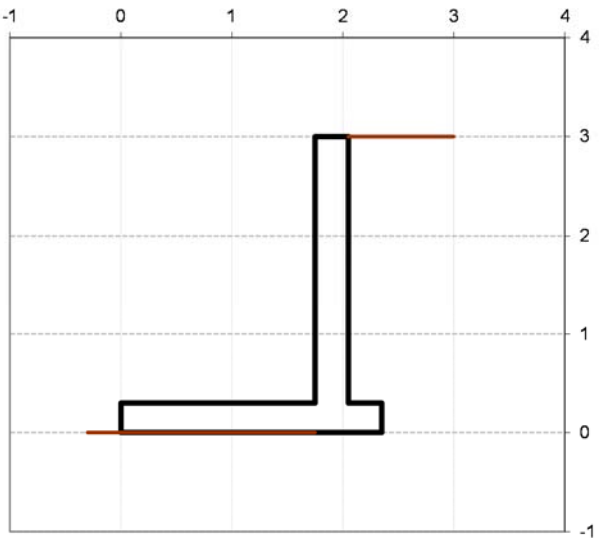
A tergo del manufatto è stato applicato un sovraccarico pari a 10 kN/m^2 a simulazione dei carichi stradali trasmessi dallo stazionamento dei mezzi d'opera in fase di cantiere o in fase di esercizio della costruzione.

Non sono state svolte verifiche a scorrimento in quanto la struttura risulta confinata da tutti e 4 i lati dal terreno e simmetrica.

Vengono, quindi, nel seguito riportati i principali risultati di calcolo **per la combinazione A1+M1+R3**, con l'inviluppo delle sollecitazioni massime e le relative verifiche a **stato limite ultimo e a stato limite di esercizio,** dalle quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.**

Si riportano, inoltre, anche la stima dei **cedimenti** e delle pressioni trasmesse al terreno per la condizione di esercizio con le relative verifiche a **capacità portante** del sistema terreno-fondazione.

VERIFICHE GEOTECNICHE– COMBINAZIONE A1+M1+R3



OPERA Parete vasca di dissipazione scarico di fondo - Pianfei

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	○
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	○
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	○
SLE (DM88)				○
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3				◉

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25,00	(kN/m3)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,30
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,40
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,10
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,15

Dati Geotecnici

				valori caratteristici SLE	valori di progetto STR/GEO	valori di progetto EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m^3)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	20.00	20.00	20.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			◉ drenate ○ Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c1'	7.00	7.00	7.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ1'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m^3)	γ1	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m^3)	γd	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m^2)	E	40000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica (SLV)	a_g/g	0.132	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.2	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_m	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1584	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0792	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		○ si ◉ no	

			SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.297		0.297		0.297	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.404		0.404		0.404	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.427		0.427		0.427	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000		3.000		3.000	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.733		2.733		2.733	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.685		2.685		2.685	

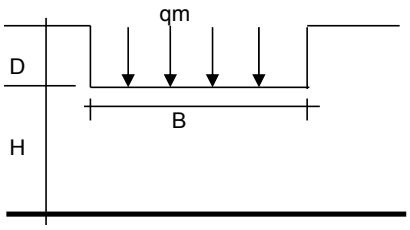
Carichi Agenti

					valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto STR/GEO	valori di progetto EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m^2)	qp		0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte ○ si ◉ no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp		0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp		0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp		0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m^2)	q		10.00	15.00	15.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f		0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v		0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m		0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1		0.90	condizione quasi permanente Ψ2		0.80
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m^2)	qs		0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs		0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs		0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms		0.00		

Coefficienti di sicurezza

	Ribaltamento	Carico limite
Statico	**7.39**	**2.81**
Sismico	**3.60**	**2.95**

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$\delta = \mu 0 * \mu 1 * qm * B^* / E$ (Christian e Carrier, 1976)

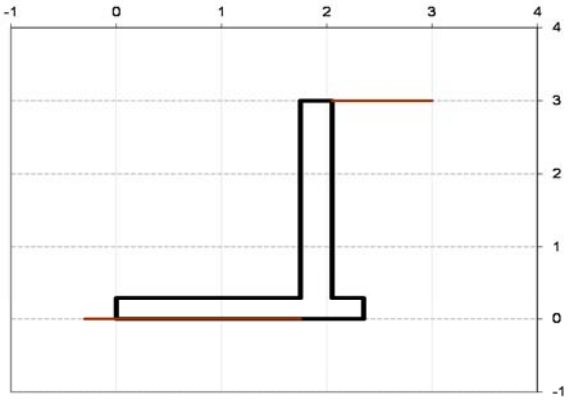
	N	65,97	(kN/m)
	M	-8,81	(kNm/m)
	e=M/N	-0,13	(m)
	B*	2,08	(m)
Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	0,00	(m)
	D/B* =	0,00	(m)
	Hs/B* =	2,88	(m)
Carico unitario medio (qm)	qm = N / (B - 2*e) = N / B* =	33,87	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu 0$ = f(D/B)	$\mu 0$ =	0,965	(-)
Coefficiente di profondità $\mu 1$ = f(H/B)	$\mu 1$ =	0,83	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu 0 * \mu 1 * qm * B^* / E$ =	1,41	(mm)

Dai risultati ottenuti dalle verifiche geotecniche si possono, pertanto, cautelativamente stimare valori di cedimento massimo dell'ordine di pochi millimetri. I cedimenti differenziali a lungo termine nell'ambito della superficie della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri. Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono, dunque, essere ritenuti del tutto compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità delle opere progettualmente previste.

Inoltre le verifiche a carico limite risultano soddisfatte con un sufficiente margine di sicurezza. Le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti possono, in tal senso, essere ritenute compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto.

VERIFICHE STRUTTURALI – COMBINAZIONE A1+M1+R3

OPERA Parete vasca di dissipazione scarico di fondo - Pianfei



Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2
	SLE (DM88)		
	N.T.C.-2018 - A1+M1+R3		

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25,00	(kN/m3)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,30
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,40
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,10
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,15

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls C25/30

Rck	30	(MPa)
fck	25	(MPa)
fcm	33	(MPa)
Ec	31476	(MPa)
α_{cc}	0,85	
γc	1,50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma c$	14,17	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	2,56	(MPa)

Tensioni limite (N.T.C.-2018)

condizioni statiche

σ_c	11,25	Mpa
σ_f	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11,25	Mpa
σ_f	391	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w3	0,4	mm
Quasi Permanente	w2	0,3	mm

Acciaio

tipo di acciaio B450C

fyk =	450	(MPa)
γs =	1,15	
fyd = fyk /γs / γE =	391,30	(MPa)
Es =	210000	(MPa)
ε_{ys} =	0,19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 6,00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

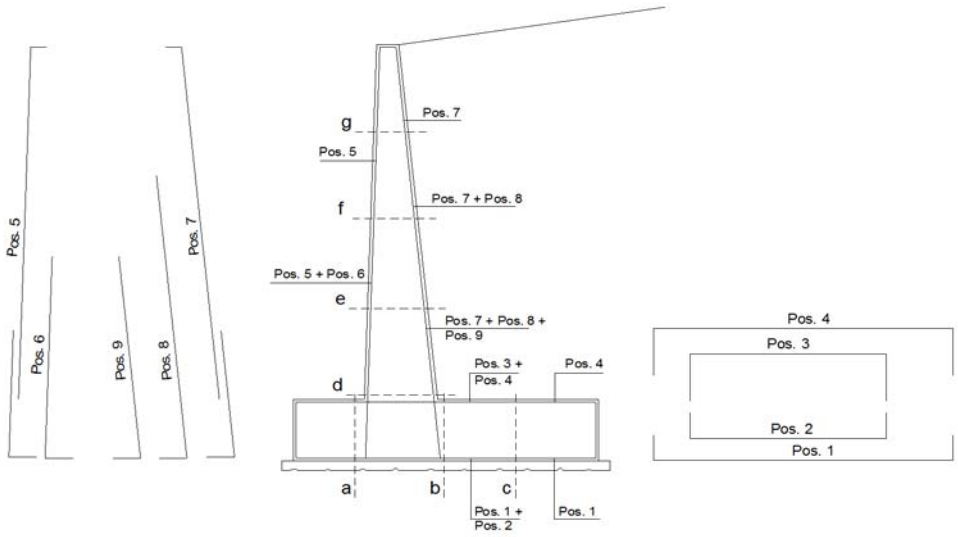
c_{min} = 4,00 (cm)

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} 40,00 (cm)

VERIFICHE A STATO LIMITE ULTIMO

SCHEMA DELLE ARMATURE

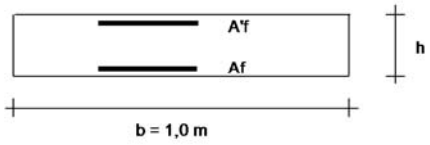


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5,0	12		5	5,0	12	
2			☐	6	5,0	14	☐
3			☐	7	5,0	12	
4	5,0	12		8			☐
				9	5,0	14	☐

Calcola

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

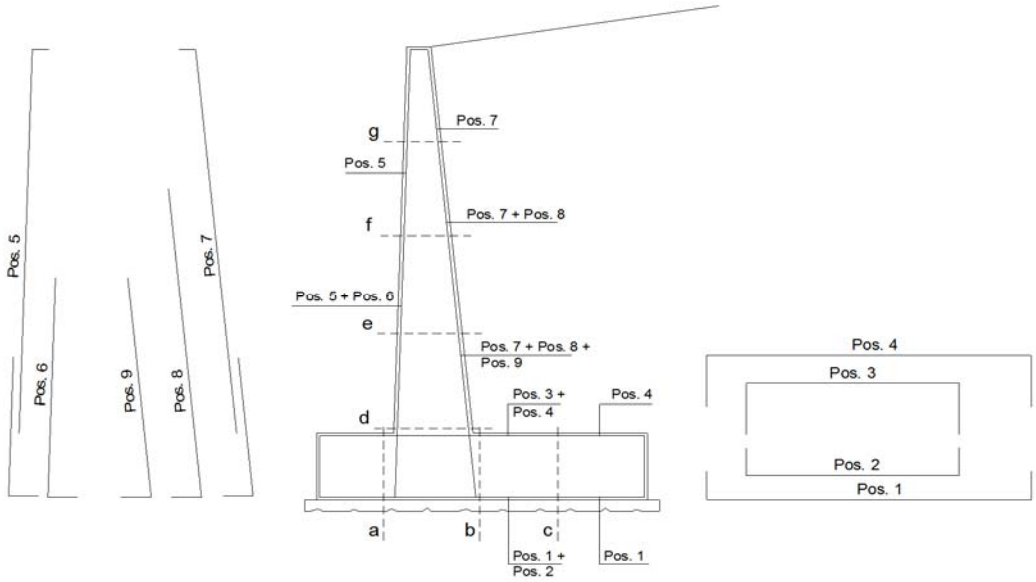
Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(kNm)
a - a	37,95	0,00	0,30	5,65	5,65	57,14
b - b	-6,78	0,00	0,30	5,65	5,65	57,14
c - c	-2,93	0,00	0,30	5,65	5,65	57,14
d - d	39,10	20,25	0,30	7,70	7,70	74,73
e -e	18,65	15,19	0,30	7,70	7,70	74,23
f - f	6,80	10,13	0,30	5,65	5,65	58,15
g - g	1,33	5,06	0,30	5,65	5,65	57,65

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V_{Ed}	h	V_{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V_{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	40,96	0,30	111,12	8	40	40	21,8	66,38	**Armatura a taglio non necessaria**
b - b	28,79	0,30	111,12	8	40	40	21,8	66,38	**Armatura a taglio non necessaria**
c - c	22,59	0,30	111,12	8	40	40	21,8	66,38	**Armatura a taglio non necessaria**
d - d	37,79	0,30	113,55	8	40	40	21,8	66,38	**Armatura a taglio non necessaria**
e -e	23,38	0,30	112,94	8	40	40	21,8	66,38	**Armatura a taglio non necessaria**
f - f	12,28	0,30	112,33	8	40	40	21,8	66,38	**Armatura a taglio non necessaria**
g - g	4,48	0,30	111,72	8	40	40	21,8	66,38	**Armatura a taglio non necessaria**

VERIFICHE A STATO LIMITE DI ESERCIZIO

SCHEMA DELLE ARMATURE

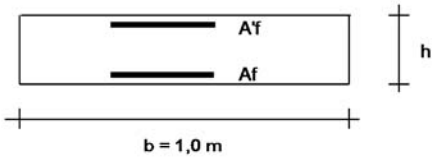


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5,0	12		5	5,0	12	
2			☐	6	5,0	14	☐
3			☐	7	5,0	12	
4	5,0	12		8			☐
				9	5,0	14	☐

Calcola

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w_{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(mm)	(mm)
a - a	24,13	0,00	0,30	5,65	5,65	3,93	192,16	0,262	0,400
b - b	-4,91	0,00	0,30	5,65	5,65	0,80	39,10	0,053	0,400
c - c	-2,11	0,00	0,30	5,65	5,65	0,34	16,83	0,023	0,400
d - d	27,50	20,25	0,30	7,70	7,70	3,95	149,03	0,172	0,400
e -e	12,89	15,19	0,30	7,70	7,70	1,85	65,90	0,075	0,400
f - f	4,58	10,13	0,30	5,65	5,65	0,72	27,06	0,036	0,400
g - g	0,86	5,06	0,30	5,65	5,65	0,12	2,42	0,003	0,400

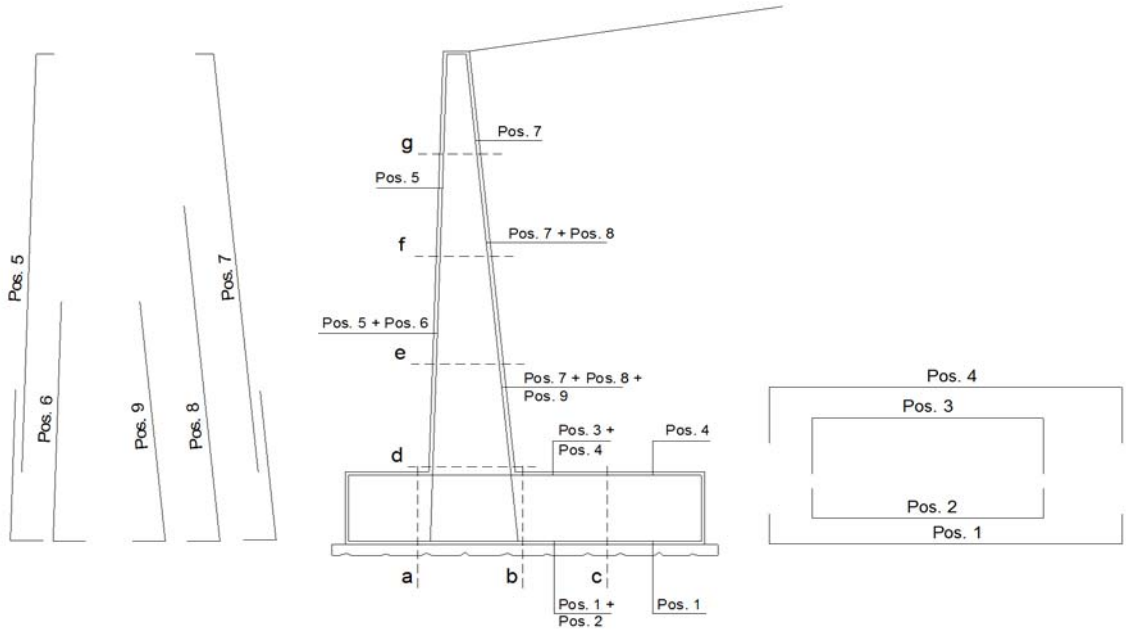
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w_{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(mm)	(mm)
a - a	23,17	0,00	0,30	5,65	5,65	3,78	184,58	0,251	0,300
b - b	-4,76	0,00	0,30	5,65	5,65	0,78	37,89	0,052	0,300
c - c	-2,05	0,00	0,30	5,65	5,65	0,33	16,35	0,022	0,300
d - d	26,48	20,25	0,30	7,70	7,70	3,81	142,99	0,165	0,300
e -e	12,32	15,19	0,30	7,70	7,70	1,77	62,51	0,071	0,300
f - f	4,33	10,13	0,30	5,65	5,65	0,68	25,05	0,033	0,300
g - g	0,80	5,06	0,30	5,65	5,65	0,11	1,97	0,002	0,300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

SCHEMA DELLE ARMATURE

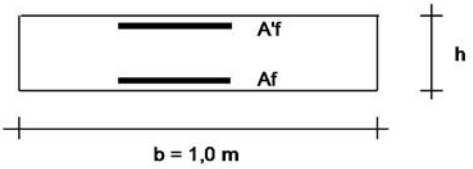


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5,0	12		5	5,0	12	
2			☐	6	5,0	14	☐
3			☐	7	5,0	12	
4	5,0	12		8			☐
				9	5,0	14	☐

Calcola

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)
a - a	25,68	0,00	0,30	5,65	5,65	4,18	204,52
b - b	-5,09	0,00	0,30	5,65	5,65	0,83	40,56
c - c	-2,18	0,00	0,30	5,65	5,65	0,36	17,39
d - d	28,51	20,25	0,30	7,70	7,70	4,10	155,07
e -e	13,46	15,19	0,30	7,70	7,70	1,93	69,30
f - f	4,84	10,13	0,30	5,65	5,65	0,76	29,08
g - g	0,92	5,06	0,30	5,65	5,65	0,13	2,88

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)
a - a	37,04	0,00	0,30	5,65	5,65	6,04	294,99
b - b	-5,78	0,00	0,30	5,65	5,65	0,94	46,05
c - c	-2,45	0,00	0,30	5,65	5,65	0,40	19,55
d - d	36,33	18,65	0,30	7,70	7,70	5,22	202,59
e -e	15,94	13,98	0,30	7,70	7,70	2,29	84,81
f - f	5,08	9,32	0,30	5,65	5,65	0,81	31,76
g - g	0,77	4,66	0,30	5,65	5,65	0,11	2,08

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

8.4.2 Dimensionamento soletta in c.a. locale di ingresso galleria

Nel presente paragrafo vengono riportati i calcoli di dimensionamento e verifica relativi al solaio del locale di ingresso in galleria, di dimensioni 4,55 x 5,25 m, realizzato in c.c.a. in opera con spessore pari a 25 cm.

Viene considerato un comportamento della soletta di tipo "a piastra" e, quindi, caratterizzato da due momenti flettenti ripartiti sulle due direzioni principali. Per il dimensionamento dell'aratura principale della soletta si considera, quindi, la campata con luce minore, pari a circa 4,5 m sulla quale agirà, pertanto, un momento flettente ottenuto dalla ripartizione spaziale della piastra.

Il fattore di ripartizione è stato stimato attraverso la teoria semplificata di Grashov, la quale, in base al tipo di condizioni al contorno, indica appunto la quota parte di momento flettente che agirà in ciascuna delle due direzioni principali di calcolo.

Si riporta qui di seguito, con riferimento al *Capitolo 3 del D.M. 17.01.2018*, l'analisi dei carichi assunti:

- Carico permanente strutturale dovuto al peso proprio del solaio: 6,25 kN/m^2
- Carico permanente non strutturale del terreno di ricoprimento della soletta assunto pari a 22,0 kN/m^2
- Sovraccarico variabile: 1,0 kN/m^2 (Cat. E ai sensi della *Tab. 3.1 II, N.T.C. 2018)*

I calcoli e le verifiche sono stati eseguiti applicando il metodo agli *Stati Limite Ultimi,* secondo le combinazioni delle azioni di cui al *paragrafo 2.6* delle *N.T.C. 2018*, con il metodo di *analisi statica lineare*.

Se si considera il comportamento della soletta monodimensionale, ovvero "a trave", il momento flettente all'incastro e in mezzeria risulterebbe pari a:

Momento all'incastro	73,54	kNm
Momento in mezzeria	36,77	kNm

Dalla teoria semplificata di Grashov con il comportamento della soletta effettivamente "a piastra", il momento flettente risulta, invece, essere:

Dati geometrici della soletta					
Larghezza LX		(m)	**4,55**		
Lunghezza LY		(m)	**5,25**		
Larghezza di una striscia B		(cm)	**100**		
Altezza nervatura h		(cm)	**25**		
Copriferro h'		(cm)	**3,0**		
Coefficiente K di Grashov			**1,00**	Vedi tabella	
Comportamento della soletta a		**Piastra**			
Caratteristiche dei materiali					
Tensione amm. calcestruzzo		(N/mm^2)	**11,25**	11,25	
Tensione ammissibile dell'acciaio		(N/mm^2)	**360,00**	360,00	(N/mm^2)
Coefficiente di omogen. n			**15**		
Diametro barre		ø (mm)	**16**		
Rapporto armatura	As'/As		**1**		
Carichi agenti					
Carico permanente		(kN/mq)	**41,1**		
Carico accidentale		(kN/mq)	**1,5**		
	Carico totale	(kN/mq)		**42,6**	
Carico agente su striscia lungo x				**27,0**	(kN/mq)
Carico agente su striscia lungo y				**15,6**	(kN/mq)
Sollecitazioni di calcolo					
Momento all'incastro	Mx-	Px*Lx^2/	**12**	**46,6**	kN x m
Momento in mezzeria	Mx+	Px*Lx^2/	**24**	**23,3**	kN x m
Momento all'incastro	My-	Py*Ly^2/	**12**	**35,9**	kN x m
Momento in mezzeria	My+	Py*Ly^2/	**24**	**17,9**	kN x m
Taglio all'incastro Tx		Px*Lx/	**2**	**61,4**	kN
Taglio all'incastro Ty		Py*Ly/	**2**	**41,0**	kN

Momento all'incastro	46,6	kNm
Momento in mezzeria	23,3	kNm

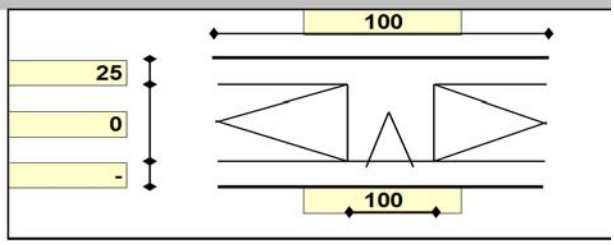
Ciò significa che solamente il 63% (46,6 / 73,5 ≅ 23,3 / 36,7 ≅ 63%) del momento sollecitante agirà sulla campata con luce di 4,55 m. Di conseguenza è possibile considerare un momento flettente equivalente della soletta pari a circa il 63% dei carichi permanenti e variabili agenti.

Si riportano nel seguito gli schemi in pianta relativi al solaio di copertura previsto in progetto e i risultati relativi al dimensionamento ed alla verifica strutturale. In relazione alle condizioni di esercizio e con riferimento alla combinazione delle azioni caratteristiche di cui al *Paragrafo 2.5.3 del D.M. 17.01.2018* sono state, inoltre, sviluppate le verifiche di deformazioni massime (freccia elastica) e sulla limitazione delle tensioni nei materiali in esercizio.

Per i dettagli delle carpenterie e gli schemi delle armature si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto (*Tav. 15*).

SOLETTA VASCA - h= 25 cm

Geometria
Misure in centimetri



Tipo di solaio
soletta piena

Controllo limiti geometrici

Luce massima consigliata (snellezza 25) (m)	L max	6,25
Larghezza dei blocchi calcolata (cm)	Largh.	0
Larghezza max dei blocchi in laterizio (cm)	Largh.	
Larghezza min. nervature per blocchi in laterizio (cm)	b min	
Interasse max nervature per blocchi in laterizio (cm)	i max	

Luci e carichi

Luci (m)	L	4,55
Peso proprio solaio calcolato (daN/mq.)	p.p. calc	625
ADOTTA		
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)	p.p.	393,75
Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)	g1	0
Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)	g2	1386
Sovr. variabili (daN/mq.)	q	63
Carichi totali (daN/m)	tot	1842,75

Momento d'incastro negativo alle due estremità

	x sx		x dx
	12	12	
Mg1	-679	-679	Mg1 dx
Mg2	-2391	-2391	Mg2 dx
Mq	-109	-109	Mq dx
Mtot	*-3179*	*-3179*	*Mtot dx*

Categoria del carico variabile
Cat. E Bibl., archivi, magazz., industr.

$\psi 0$	1,0
$\psi 1$	0,9
$\psi 2$	0,8

Coefficienti parziali sulle azioni
DEFAULT NTC '18

$\gamma g1$	1,0	1,3
$\gamma g2$	0,0	1,5
γq	0,0	1,5

Interasse nervature (m) i **1,00**

1: COMBINAZIONE ULTIMA

Momenti Max - per nervatura	**-4633**		**-4633**
Momenti Max + per nervatura		**2316**	
Tagli dx Max per nervatura	6109		
Tagli sx Max per nervatura		6109	
Reazioni Max per nervatura	*6109*		*6109*
Reazioni Max per fascia di un metro	*6109*		*6109*

2: COMBINAZIONE RARA

Momenti Max - per nervatura	**-3179**		**-3179**
Momenti Max + per nervatura		**1590**	
Tagli dx Max per nervatura	4192		
Tagli sx Max per nervatura		4192	
Reazioni Max per nervatura	*4192*		*4192*
Reazioni Max per fascia di un metro	*4192*		*4192*

3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Momenti Max - per nervatura	**-3157**		**-3157**
Momenti Max + per nervatura		**1579**	
Tagli dx Max per nervatura	4164		
Tagli sx Max per nervatura		4164	
Reazioni Max per nervatura	*4164*		*4164*
Reazioni Max per fascia di un metro	*4164*		*4164*

4: COMBINAZIONE FREQUENTE

Momenti Max - per nervatura	**-3168**		**-3168**
Momenti Max + per nervatura		**1584**	
Tagli dx Max per nervatura	4178		
Tagli sx Max per nervatura		4178	
Reazioni Max per nervatura	*4178*		*4178*
Reazioni Max per fascia di un metro	*4178*		*4178*

Materiali

Calcestruzzo	Classe	C25/30		
Acciaio	Tipo	B450C		
Dati geometrici				
Diametro delle barre longitudinali superiori (mm)	ϕ	16	16	
Diametro delle barre longitudinali inferiori (mm)	ϕ	16	16	

Armatura costante superiore	ϕ	n.	n.	c
g) rete ø6/20"x20" collaborante ovunque	-	-		*3,00*
	CampSup	-		
	-	-	-	*3,00*
	AppSup	-	-	
Armatura costante inferiore				
b) 2ø5 ogni nerv. collaboranti solo in campata	-	-		*3,00*
	CampInf	-		
	-	-	-	*3,00*
	AppInf	-	-	

Ricoprimento di calcestruzzo sulle barre (cm)	c	3,0	3,0
Copriferro di calcolo (cm)	h'	3,8	3,8
Spessore solaio (cm)	H	25	25
Larghezza nervature (cm)	b	100	100
Altezza utile (cm)	d	21,2	21,2

	g) rete ø6/20"x20" collaborante ovunque	0ø0	0ø0
Armatura appoggi		**4ø16**	**4ø16**
		1ø16	**1ø16**
	b) 2ø5 ogni nerv. collaboranti solo in campata	0ø0	0ø0
	Momento sollecitante (daN*m) Med	4633	4633
	Momento resistente (daN*m) Mrd	6278	6278
	indice di verifica f	**1,36**	**1,36**
	Asse neutro (cm) xc	3	3
	Sforzo acciaio (daN/cmq.) σ.s	3913	3913
	Sforzo calcestruzzo (daN/cmq.) σ.c	-141,0	-141,0
	Deformazione acciaio ε.s	1,000%	1,000%
	Deformazione calcestruzzo ε.c	-0,195%	-0,195%
	Campo di rottura n.	2	2
	Ridistribuzione massima consentita 1-δ	0%	0%
	Controllo ridistribuzione 1-δ	**sì**	**sì**
	g) rete ø6/20"x20" collaborante ovunque	0ø0	
Armatura campate		**0ø16**	
		2ø16	
	b) 2ø5 ogni nerv. collaboranti solo in campata	0ø0	
	Momento sollecitante (daN*m) Med	2316	
	Momento resistente (daN*m) Mrd	3205	
	indice di verifica f	**1,38**	
	Asse neutro (cm) xc	2	
	Sforzo acciaio (daN/cmq.) σ.s	3913	
	Sforzo calcestruzzo (daN/cmq.) σ.c	-119,7	
	Deformazione acciaio ε.s	1,000%	
	Deformazione calcestruzzo ε.c	-0,122%	
	Campo di rottura n.	2	

Armatura minima sugli appoggi alle due estremità

f) -1/12 pl^2

Armatura minima in campata

b) +1/24 pl^2

controllo armatura minima scelta:	-1/12 pl^2	**sì**	**sì**	
Armatura appoggi	ϕ	*n.*	*n.*	*c*
				3,0
sup.	**ø16**	**5**	**5**	3,0
CLIK PER PROCEDERE				
inf.	**ø16**	5	5	3,0
	-	-	-	3,0
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA				
Momento sollecitante (daN*m)	Med	4633	4633	
Momento resistente (daN*m)	Mrd	7729	7729	
indice di verifica	**f**	**1,67**	**1,67**	
Asse neutro (cm)	xc	4	4	
Sforzo acciaio (daN/cmq.)	σ.s	3913	3913	
Sforzo calcestruzzo (daN/cmq.)	σ.c	-141,1	-141,1	
Deformazione acciaio	ε.s	1,000%	1,000%	
Deformazione calcestruzzo	ε.c	-0,224%	-0,224%	
Campo di rottura	n.	2	2	
Ridistribuzione massima consentita	1-δ	0%	0%	
Controllo ridistribuzione	**1-δ**	**sì**	**sì**	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA				
	σs limite	3600	3600	
	σs	1677	1677	
indice di verifica lato acciaio	**f**	**2,15**	**2,15**	
	σc limite	149,4	149,4	
	σc	45,9	45,9	
indice di verifica lato cls	**f**	**3,25**	**3,25**	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE				
	σc limite	112,1	112,1	
	σc	45,6	45,6	
indice di verifica lato cls	**f**	**2,46**	**2,46**	

Armatura campate	ϕ	*n.*		*c*
	-	-		3,0
sup.	**ø16**	**5**		3,0
inf.	**ø16**	5		3,0
	-	-		3,0
	-	-		2,0
controllo armatura minima scelta:	+1/24 pl^2	**sì**		
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA				
Momento sollecitante (daN*m)	Med	2316		
Momento resistente (daN*m)	Mrd	7729		
indice di verifica	**f**	**3,34**		
Asse neutro (cm)	xc	4		
Sforzo acciaio (daN/cmq.)	σ.s	3913		
Sforzo calcestruzzo (daN/cmq.)	σ.c	-141,1		
Deformazione acciaio	ε.s	1,000%		
Deformazione calcestruzzo	ε.c	-0,224%		
Campo di rottura	n.	2		
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA				
	y	6,18		
	Jci	42724		
	σs limite	3600		
	σs	838		
indice di verifica lato acciaio	**f**	**4,29**		
	σc limite	149,4		
	σc	23,0		
indice di verifica lato cls	**f**	**6,50**		
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE				
	y	6,18		
	Jci	42724		
	σc limite	112,1		
	σc	22,8		
indice di verifica lato cls	**f**	**4,91**		
	σs	833		
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE	σs	836		

Verifiche a taglio



1: con fasce piene

Tagli resistenti sx (daN)	**VRd**	**10248**	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	
Tagli resistenti dx (daN)	**VRd**		**10248**
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2		-

2: con fasce piene e barre longitudinali tese

	0	*0*	*0*	3
	ø16	**5**	**5**	
sup.				
inf.	**-**	**-**	**-**	
	ø16	**5**	**5**	

Tagli resistenti sx (daN)	**VRd**	**11418**	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	
Tagli resistenti dx (daN)	**VRd**		**11418**
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2		-

Verifiche di fessurazione

CONDIZ. AMBIENTALI AGGRESSIVE

Appoggi

diametro armature superiori	ϕ	16	16
combinazione frequente	σs	1671	1671
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI AGGRESSIVE	**f**	**1,92**	**1,92**
combinazione quasi permanente	σs	1666	1666
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI AGGRESSIVE	**f**	**1,47**	**1,47**

Campate

diametro armature inferiori	ϕ	16
combinazione frequente	σs	836
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI AGGRESSIVE	**f**	**2,00**
combinazione quasi permanente	σs	833
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI AGGRESSIVE	**f**	**1,56**

Verifiche di snellezza

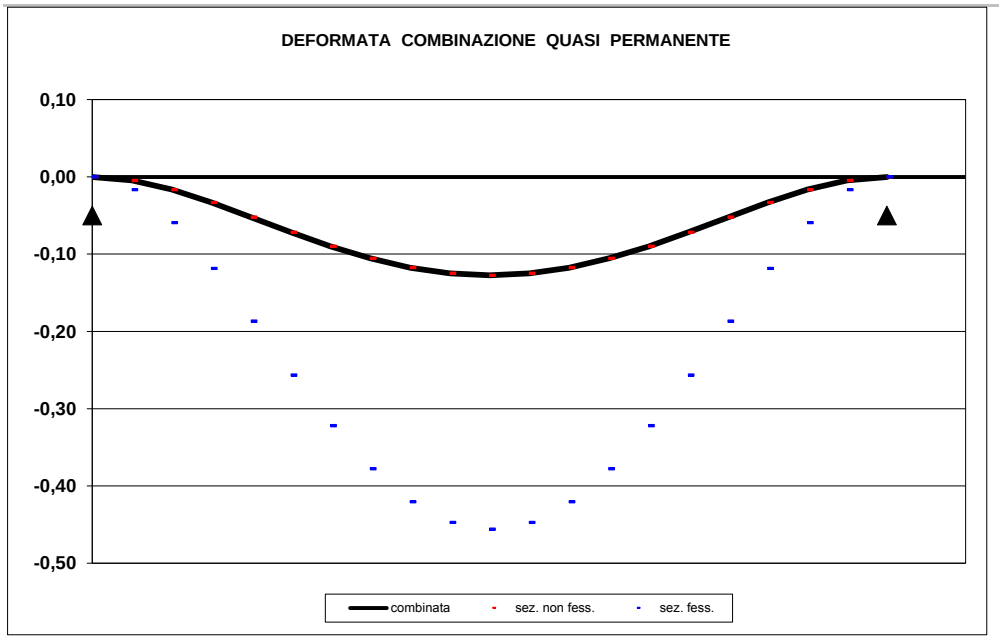
	ρ	0,40%
	ρ'	0,40%
	λ limite tab	*20*
	K	*1*
	λ limite calc	56,3
	λ limite	56,3
	λ	18,2
indice di verifica	**f**	**3,09**

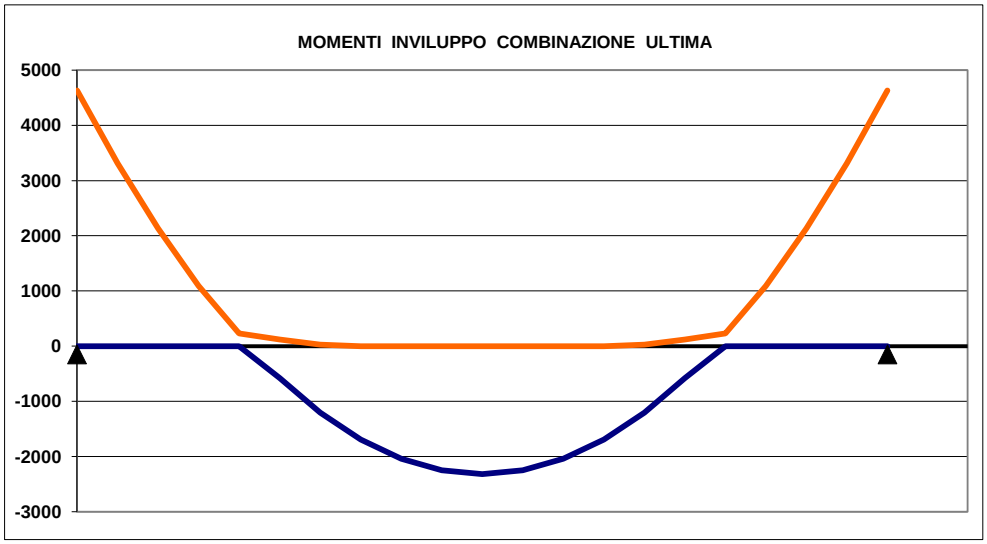
Verifiche di deformabilità

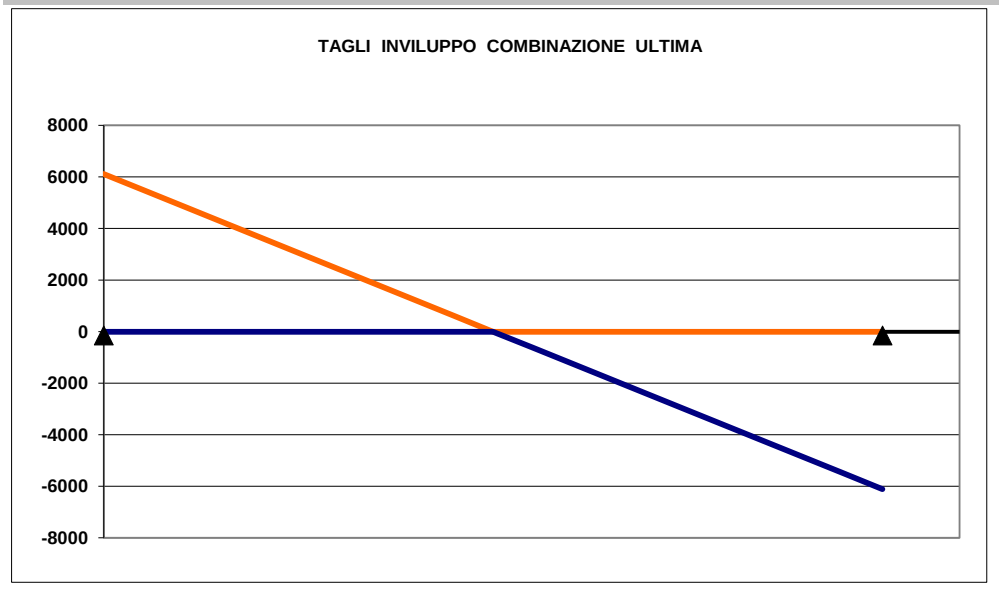
PER L'ASPETTO E LA FUNZIONALITA'

Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	ϕ(inf)	2
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0,13
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	0,46
Freccia massima combinata (cm)	f max	0,13
Freccia limite (cm)	f lim	1,82
indice di verifica	**f**	**14,29**

Le verifiche strutturali risultano tutte soddisfatte nei limiti di normativa.


DEFORMATA COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE
0,10
0,00
-0,10
-0,20
-0,30
-0,40
-0,50
combinata
sez. non fess.
sez. fess.


MOMENTI INVILUPPO COMBINAZIONE ULTIMA
5000
4000
3000
2000
1000
0
-1000
-2000
-3000


TAGLI INVILUPPO COMBINAZIONE ULTIMA
8000
6000
4000
2000
0
-2000
-4000
-6000
-8000

8.5 Muro di sostegno dell'area piazzale

A tergo della torre di presa verrà realizzato un muro a mensola in c.c.a. in opera a sostegno del piazzale d'accesso all'edificio di presa e delimitante il bacino dell'invaso. Il muro ha una fondazione di dimensioni pari a m 4,50 x 1,00 e altezza di 6,50 m. La parete contro terra ha inoltre uno sviluppo trapezoidale verticale con spessore pari a 0,50 m in sommità e 0,85 alla base della fondazione. La lunghezza totale del muro è di circa 26,0 m.

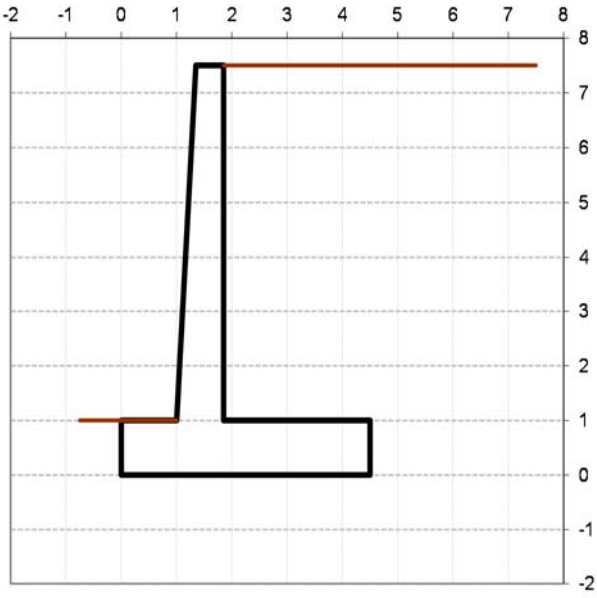
Le verifiche strutturali e geotecniche studiate successivamente tengono conto delle condizioni più critiche che si instaurano in condizione di invaso vuoto. Sono, inoltre, previsti ai soli fini della stabilità globale dell'opera, dei micropali di fondazione con le seguenti caratteristiche: ∅240 mm, interasse 150 cm e lunghezza 13,0 m, disposti su due file a quiconce interdistanti 2,0 m e armati con tubolari in acciaio classe S335JR ∅168,3 mm x 8,0 mm.

Ai fini delle verifiche sono stati considerati i parametri (angolo di attrito e coesione) del terreno riferiti all'orizzonte I di terreno ed un sovraccarico a tergo del muro pari a 10 kN/m^2, per simulare lo stazionamento temporaneo in prossimità di mezzi d'opera nell'ambito di cantiere o di esercizio della costruzione. Il peso specifico del terreno in sito è stato posto pari a 20 kN/m^3 mentre il modulo elastico del terreno ai fini dei calcoli è stato cautelativamente considerato pari a 40 Mpa (rif. unità geotecnica I)

Vengono, quindi, nel seguito riportati il modello geometrico di calcolo e i principali risultati di calcolo di dimensionamento strutturale per la **combinazione A1+M1+R3**, (momento flettente, taglio e sforzo normale), con l'inviluppo delle sollecitazioni di calcolo e le relative verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio dai quali si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.**

Si riportano, inoltre, anche le **principali verifiche geotecniche a scorrimento, ribaltamento e carico limite del muro per la combinazione A1+M1+R3, oltre alla stima dei cedimenti.**

VERIFICHE GEOTECNICHE – COMBINAZIONE (A1+M1+R3)



OPERA Muro di sostegno piazzale - NTC-2018 - A1+M1+R3

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	○
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	○
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	○
SLE (DM88)				○
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3				◉

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25,00	(kN/m3)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,30
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,40
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,10
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,15

Dati Geotecnici

				valori caratteristici SLE	valori di progetto STR/GEO	valori di progetto EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m^3)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	20.00	20.00	20.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			◉ drenate ○ Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c1'	5.00	5.00	5.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ1'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m^3)	γ1	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m^3)	γd	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	9.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m^2)	E	40000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica (SLV)	a_g/g	0.132	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.2	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_m	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0602	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0301	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	◉ si ○ no		

			SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.297		0.297		0.297	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.335		0.335		0.335	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.338		0.338		0.338	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000		3.000		3.000	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.897		2.897		2.897	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.890		2.890		2.890	

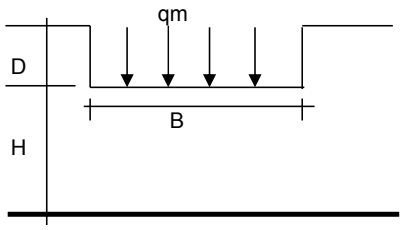
Carichi Agenti

				valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto STR/GEO	valori di progetto EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m^2)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte ○ si ◉ no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m^2)	q	10.00	15.00	15.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ1		0.90	condizione quasi permanente Ψ2		0.80
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m^2)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

Coefficienti di sicurezza

	Scorrimento	Ribaltamento	Carico limite
Statico	**1.60**	**6.23**	**1.56**
Sismico	**1.71**	**4.84**	**1.77**

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



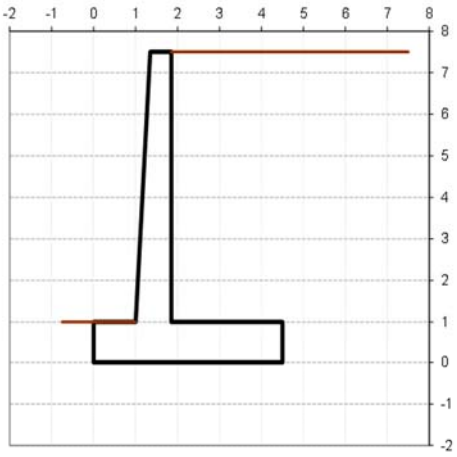
$\delta = \mu 0 * \mu 1 * qm * B^* / E$ (Christian e Carrier, 1976)

	N	630,75	(kN/m)
	M	82,52	(kNm/m)
	e=M/N	0,13	(m)
	B*	4,24	(m)
Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	1,00	(m)
	D/B* =	0,24	(m)
	Hs/B* =	2,12	(m)
Carico unitario medio (qm)	qm = N / (B - 2*e) = N / B* =	153,95	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu 0$ = f(D/B)	$\mu 0$ =	0,951	(-)
Coefficiente di profondità $\mu 1$ = f(H/B)	$\mu 1$ =	0,69	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu 0 * \mu 1 * qm * B^* / E$ =	10,68	(mm)

Dai risultati ottenuti dalle verifiche geotecniche si possono, pertanto, cautelativamente stimare valori di cedimento massimo di circa 1 cm. I cedimenti differenziali a lungo termine nell'ambito della superficie della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri. Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono, dunque, essere ritenuti del tutto compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità delle opere progettualmente previste.

Inoltre le verifiche a carico limite risultano soddisfatte con un sufficiente margine di sicurezza. Le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti possono, in tal senso, essere ritenute compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto.

VERIFICHE STRUTTURALI – COMBINAZIONE (A1+M1+R3)



OPERA Muro di sostegno piazzale - NTC-2018 - A1+M1+R3

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	○
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	○
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	○
SLE (DM88)				○
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3				◉

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25,00	(kN/m3)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,30
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	tan φ'_k	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,40
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,10
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,15

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls C25/30

Rck		30	(MPa)
fck		25	(MPa)
fcm		33	(MPa)
Ec		31476	(MPa)
α_{cc}		0,85	
γc		1,50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma c$		14,17	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$		2,56	(MPa)

Acciaio

tipo di acciaio B450C

fyk =		450	(MPa)
γs =		1,15	
fyd = fyk /γs / γE =		391,30	(MPa)
Es =		210000	(MPa)
ε_{ys} =		0,19%	

Tensioni limite (N.T.C.-2018)

condizioni statiche

σ_c	11,25	Mpa
σ_f	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11,25	Mpa
σ_f	360	Mpa

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 6,00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 4,00 (cm)

Valore limite di apertura delle fessure

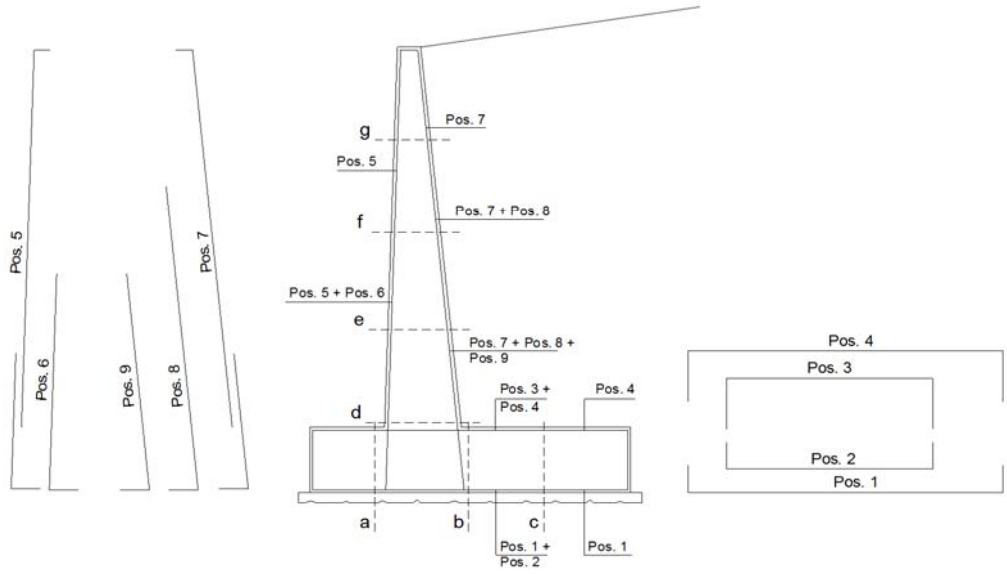
Frequente	w3	0,4	mm
Quasi Permanente	w2	0,3	mm

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} 30,00 (cm)

VERIFICHE A STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

SCHEMA DELLE ARMATURE

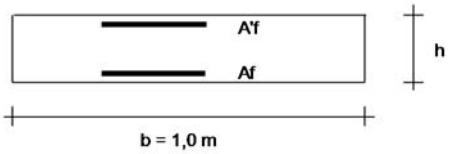


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	6,0	18		5	6,0	14	
2			☐	6	6,0	16	☐
3	3,0	16	☑	7	6,0	18	
4	6,0	18		8			☐
				9	6,0	20	☐

Calcola

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

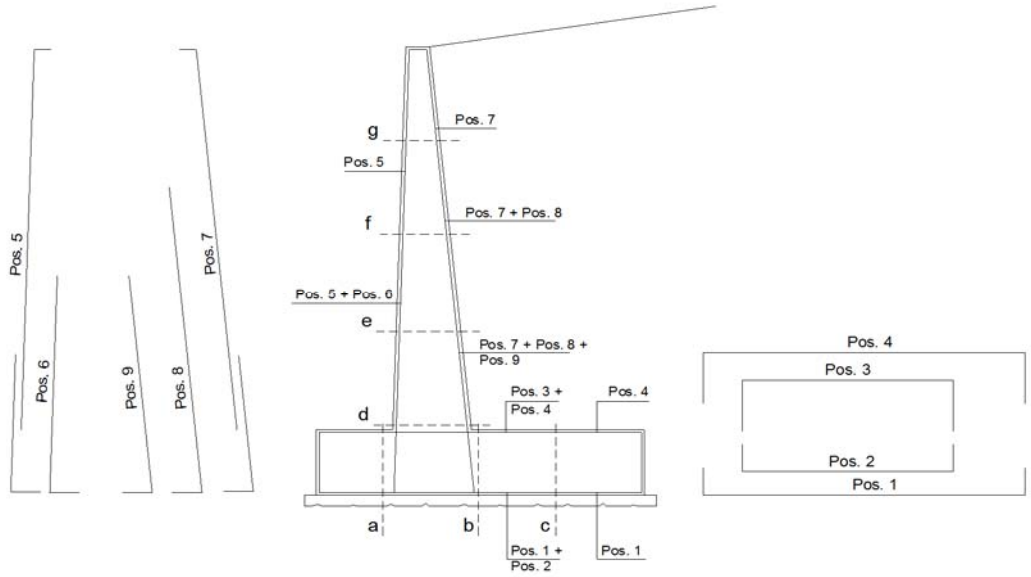
Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(kNm)
a - a	85,07	0,00	1,00	15,27	21,30	558,62
b - b	-388,01	0,00	1,00	21,30	15,27	742,72
c - c	-163,98	0,00	1,00	15,27	15,27	546,29
d - d	421,01	109,69	0,85	18,85	12,06	599,57
e -e	190,06	76,93	0,76	18,85	12,06	519,69
f - f	63,69	47,73	0,68	15,27	9,24	365,58
g - g	10,73	22,09	0,59	15,27	9,24	305,12

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V_{Ed}	h	V_{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V_{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	166,13	1,00	290,58	14	60	45	21,8	471,85	**Armatura a taglio non necessaria**
b - b	180,90	1,00	293,83	14	60	45	21,8	471,85	**Armatura a taglio non necessaria**
c - c	154,07	1,00	290,58	14	60	45	21,8	471,85	**Armatura a taglio non necessaria**
d - d	180,69	0,85	273,73	14	60	45	21,8	396,56	**Armatura a taglio non necessaria**
e -e	106,75	0,76	254,45	14	60	45	21,8	352,64	**Armatura a taglio non necessaria**
f - f	51,98	0,68	219,49	14	60	45	21,8	308,71	**Armatura a taglio non necessaria**
g - g	16,40	0,59	200,80	14	60	45	21,8	264,79	**Armatura a taglio non necessaria**

VERIFICHE A STATO LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)

SCHEMA DELLE ARMATURE

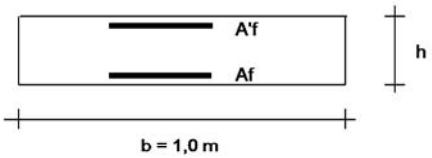


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	6,0	18		5	6,0	14	
2			☐	6	6,0	16	☐
3	3,0	16	☑	7	6,0	18	
4	6,0	18		8			☐
				9	6,0	20	☐

Calcola

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w_{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(mm)	(mm)
a - a	68,00	0,00	1,00	15,27	21,30	0,78	49,05	0,066	0,400
b - b	-274,00	0,00	1,00	21,30	15,27	3,01	177,06	0,277	0,400
c - c	-115,15	0,00	1,00	15,27	15,27	1,29	85,51	0,116	0,400
d - d	308,87	109,69	0,85	18,85	12,06	4,68	198,48	0,243	0,400
e -e	137,77	76,93	0,76	18,85	12,06	2,54	94,86	0,116	0,400
f - f	45,25	47,73	0,68	15,27	9,24	1,05	37,82	0,051	0,400
g - g	7,32	22,09	0,59	15,27	9,24	0,21	3,75	0,004	0,400

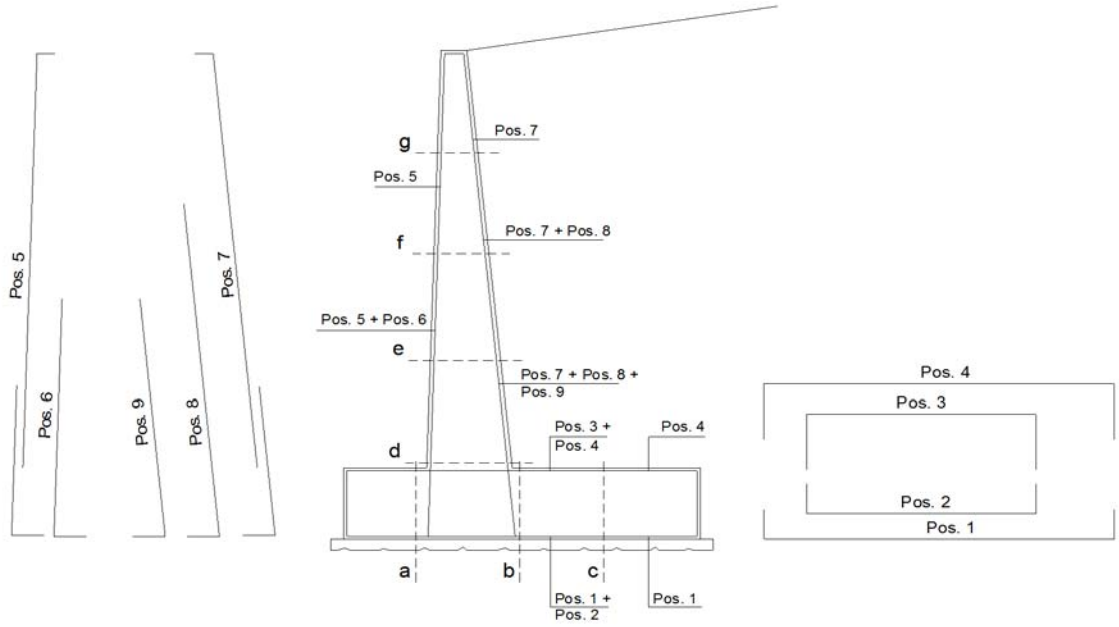
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w_{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(mm)	(mm)
a - a	67,14	0,00	1,00	15,27	21,30	0,77	48,43	0,066	0,300
b - b	-268,69	0,00	1,00	21,30	15,27	2,95	173,64	0,272	0,300
c - c	-113,01	0,00	1,00	15,27	15,27	1,26	83,92	0,114	0,300
d - d	302,97	109,69	0,85	18,85	12,06	4,60	194,19	0,237	0,300
e -e	134,45	76,93	0,76	18,85	12,06	2,48	92,14	0,113	0,300
f - f	43,77	47,73	0,68	15,27	9,24	1,02	36,14	0,049	0,300
g - g	6,95	22,09	0,59	15,27	9,24	0,20	3,32	0,004	0,300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

SCHEMA DELLE ARMATURE

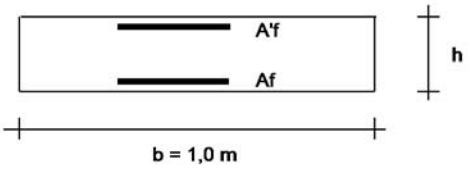


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	6,0	18		5	6,0	14	
2			☐	6	6,0	16	☐
3	3,0	16	☑	7	6,0	18	
4	6,0	18		8			☐
				9	6,0	20	☐

Calcola

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)
a - a	69,29	0,00	1,00	15,27	21,30	0,79	49,99
b - b	-281,47	0,00	1,00	21,30	15,27	3,09	181,90
c - c	-118,02	0,00	1,00	15,27	15,27	1,32	87,64
d - d	314,77	109,69	0,85	18,85	12,06	4,77	202,77
e -e	141,09	76,93	0,76	18,85	12,06	2,60	97,58
f - f	46,72	47,73	0,68	15,27	9,24	1,09	39,50
g - g	7,68	22,09	0,59	15,27	9,24	0,22	4,20

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)
a - a	82,17	0,00	1,00	15,27	21,30	0,94	59,28
b - b	-343,61	0,00	1,00	21,30	15,27	3,77	222,05
c - c	-139,17	0,00	1,00	15,27	15,27	1,55	103,35
d - d	319,49	106,39	0,85	18,85	12,06	4,84	206,99
e -e	137,02	74,62	0,76	18,85	12,06	2,53	94,78
f - f	41,92	46,30	0,68	15,27	9,24	0,98	34,44
g - g	5,74	21,43	0,59	15,27	9,24	0,16	2,11

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Di seguito vengono riportati i principali risultati di calcolo e le relative verifiche la stabilità globale dell'opera di sostegno, tenendo conto di diverse condizioni di falda e livello idrico d'invaso. Esse sono effettuate secondo il metodo di *Bishop* sia condiziona statica sia in condizione sismica.

VERIFICHE A STABILITÀ GLOBALE – FALDA DI MONTE A QUOTA 558 m s.l.m

	γ [kN/m³]	ϕ [°]	c [kPa]	pl [kPa]	KsD [kPa]	Descrizione
materiale 1	20	24.8	6	4000	12000	
materiale 2	24	29.2	40	10000	36000	
materiale 3	26	35.7	104	20000	48000	
materiale 4	26	38.6	128	30000	60000	

peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche	a_g/g	0.132	(-)	S_s	1.2	k_h	0.0602	(-)
	β_s	0.38		S_T	1	k_v	0.0301	(-)

x muro 100 (m) y muro 561 (m)

	p.c. valle (materiale 1)		p.c. monte		superficie 1 (materiale 2)		superficie 2 (materiale 3)		superficie 3 (materiale 4)		falda	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100.000	562.000	101.800	568.500	75.000	551.500	25.000	542.500			25.000	551.000
1	99.000	562.000	110.000	568.500	130.000	551.500	130.000	542.500			38.000	551.000
2	92.000	560.400	120.000	568.500	160.000	551.500	160.000	542.500			75.000	557.000
3	87.500	559.400	130.000	568.500							87.500	558.000
4	75.000	557.000	160.000	568.500							92.000	558.000
5	38.000	551.000									99.000	558.000
6	25.000	549.000									101.000	558.000
7											101.800	558.000
8											130.000	558.000
9											160.000	558.000
10												

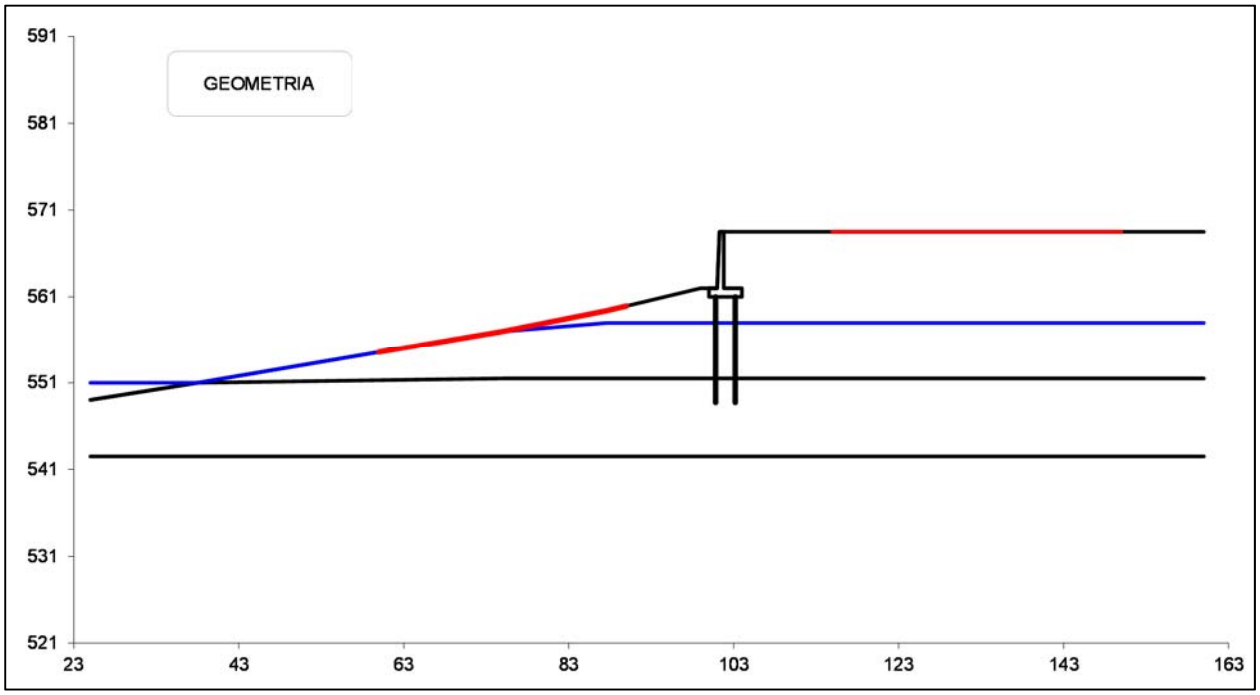
Sovraccarichi

	x_{in}	q_{in}	x_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 ☑	103	10	113	10	0%
sovraccarico 2 ☐					

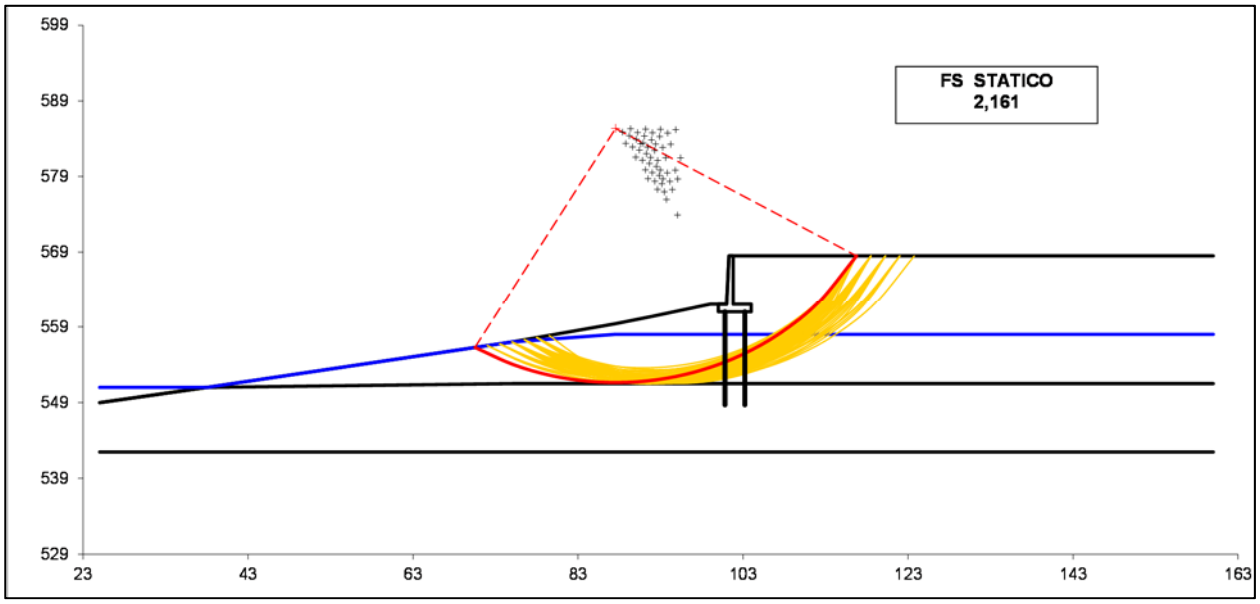
Limiti ricerca superfici

Xa	60	Xc	115	alfa min	60	# superfici massimo	4851
Xb	90	Xd	150	alfa max	80		
n1	20	n2	20	n alfa	10		

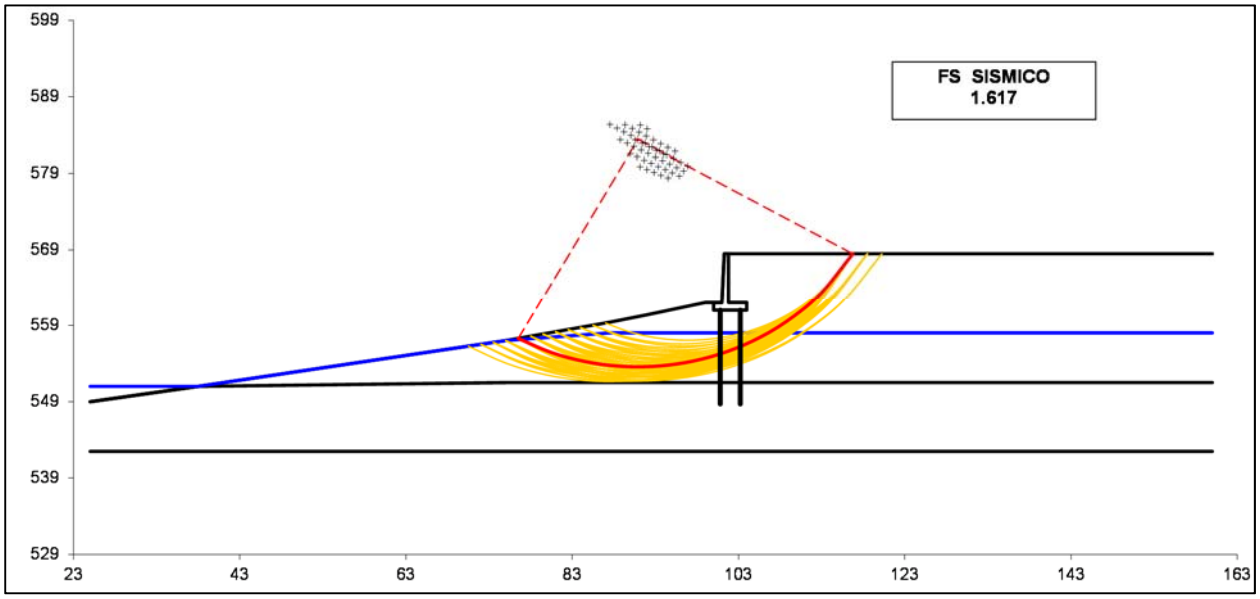
GEOMETRIA



VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE



VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE



VERIFICHE A STABILITÀ GLOBALE – QUOTA MASSIMO INVASO

	γ [kN/m³]	ϕ [°]	c [kPa]	pl [kPa]	KsD [kPa]	Descrizione
materiale 1	20	24.8	6	4000	12000	
materiale 2	24	29.2	40	10000	36000	
materiale 3	26	35.7	104	20000	48000	
materiale 4	26	38.6	128	30000	60000	

peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.132 (-) S_s 1.2 k_h 0.0602 (-)

β_s 0.38 S_T 1 k_v 0.0301 (-)

x muro 100 (m) y muro 561 (m)

p.c. valle (materiale 1)			p.c. monte			superficie 1 (materiale 2)			superficie 2 (materiale 3)			superficie 3 (materiale 4)			falda		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	562.000	0	101.850	568.500	0	75.000	551.500	0	25.000	542.500	0			0	25.000	566.200
1	99.000	562.000	1	110.000	568.500	1	130.000	551.500	1	130.000	542.500	1			1	101.000	566.200
2	92.000	560.400	2	120.000	568.500	2	160.000	551.500	2	160.000	542.500	2			2	101.000	561.000
3	87.500	559.400	3	130.000	568.500	3			3			3			3	160.000	558.000
4	75.000	557.000	4	160.000	568.500	4			4			4			4		
5	38.000	551.000	5			5			5			5			5		
6	25.000	549.000	6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10			10		

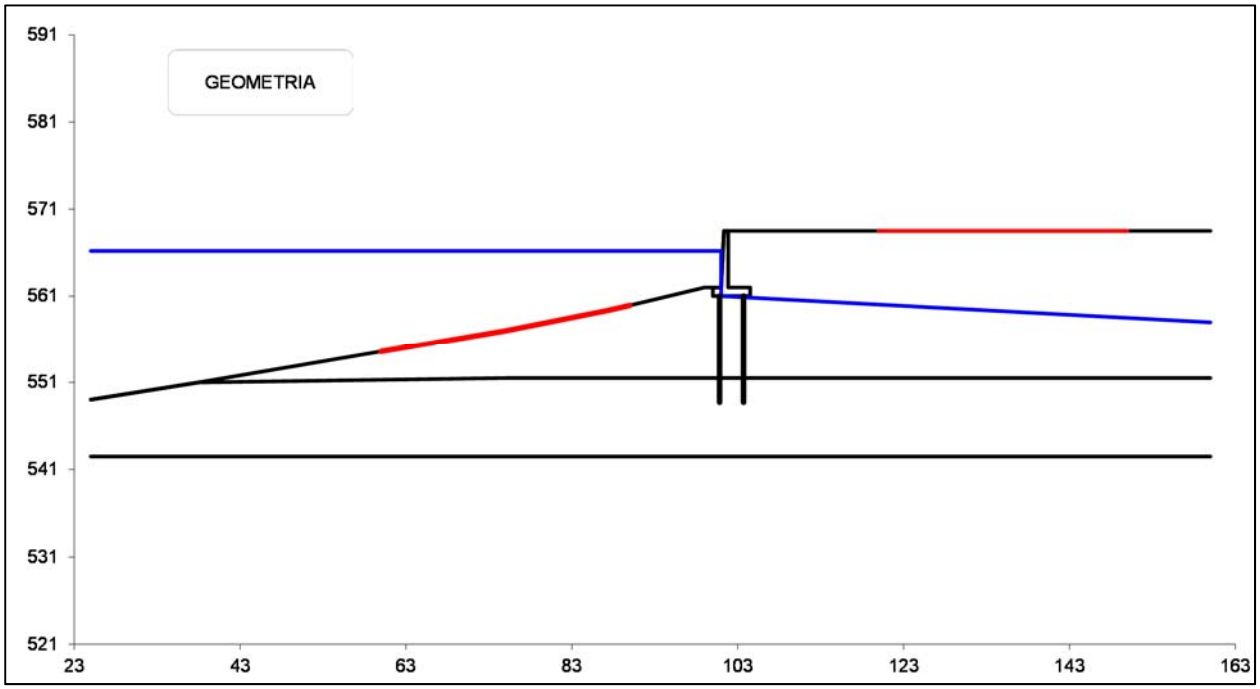
Sovraccarichi

	x_{in}	q_{in}	x_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 ☑	103	10	113	10	0%
sovraccarico 2 ☐					

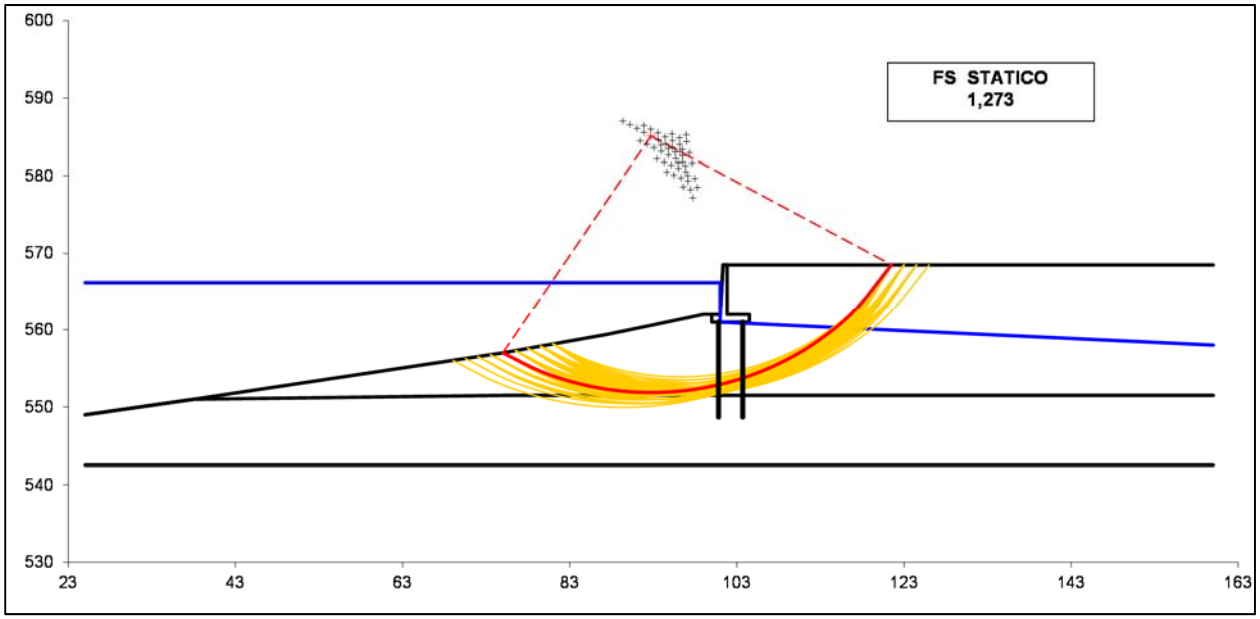
Limiti ricerca superfici

Xa	60	Xc	120	alfa min	60	# superfici massimo	4851
Xb	90	Xd	150	alfa max	80		
n1	20	n2	20	n alfa	10		

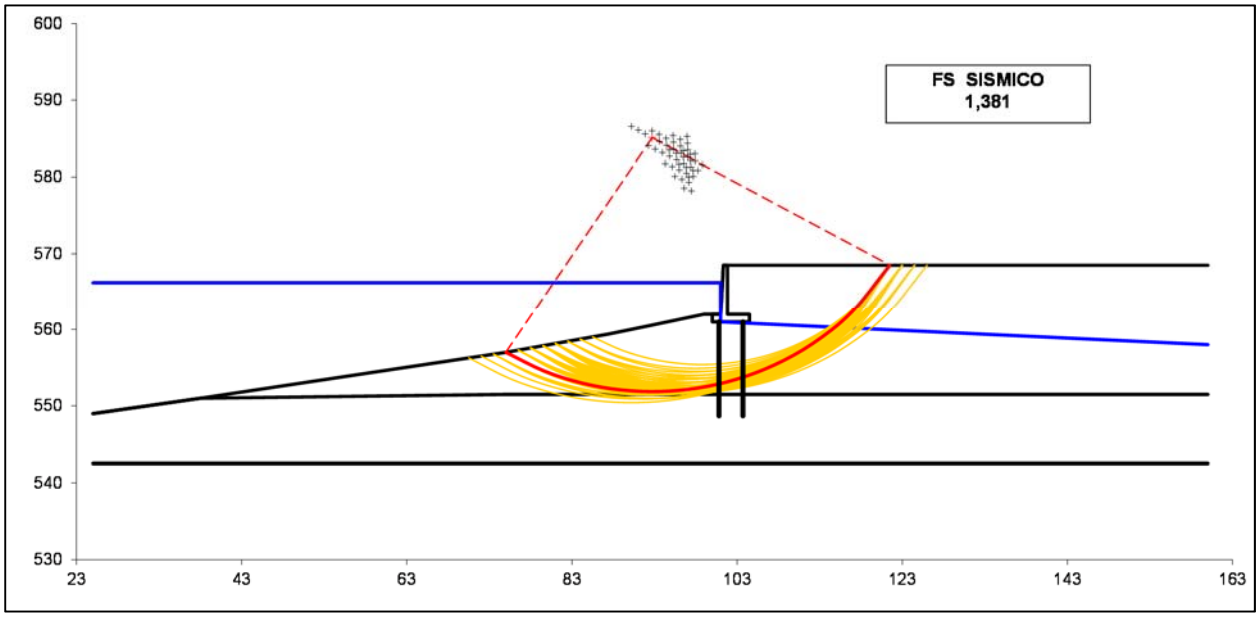
GEOMETRIA



VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE



VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE



VERIFICHE A STABILITÀ GLOBALE – ASSENZA DI FALDA A MONTE

	γ [kN/m³]	ϕ [°]	c [kPa]	pl [kPa]	KsD [kPa]	Descrizione
materiale 1	20	24.8	6	4000	12000	
materiale 2	24	29.2	40	10000	36000	
materiale 3	26	35.7	104	20000	48000	
materiale 4	26	38.6	128	30000	60000	

peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.132 (-) S_s 1.2 k_h 0.0602 (-)

β_s 0.38 S_T 1 k_v 0.0301 (-)

x muro 100 (m) **y muro** 561 (m)

	p.c. valle (materiale 1)		p.c. monte		superficie 1 (materiale 2)		superficie 2 (materiale 3)		superficie 3 (materiale 4)		falda	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100.000	562.000	101.850	568.500	75.000	551.500	25.000	542.500			25.000	550.000
1	99.000	562.000	110.000	568.500	130.000	551.500	130.000	542.500			101.000	550.000
2	92.000	560.400	120.000	568.500	160.000	551.500	160.000	542.500			101.000	550.000
3	87.500	559.400	130.000	568.500							130.000	550.000
4	75.000	557.000	160.000	568.500							160.000	550.000
5	38.000	551.000										
6	25.000	549.000										
7												
8												
9												
10												

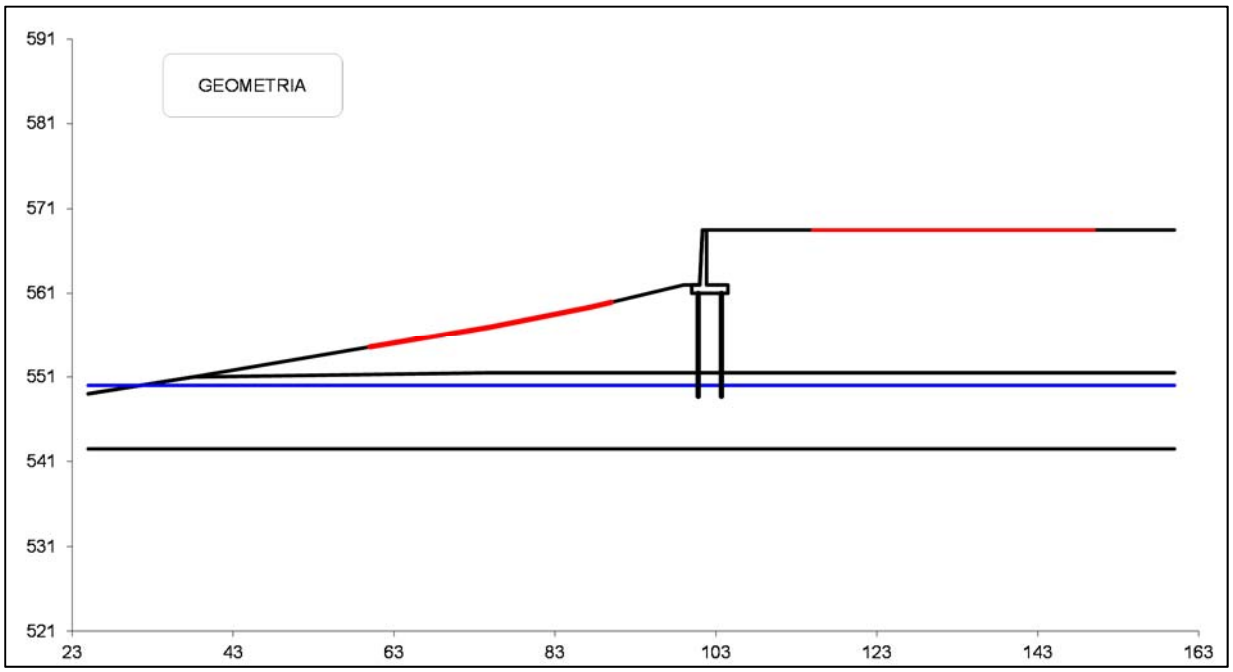
Sovraccarichi

	x_{in}	q_{in}	x_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 ☑	103	10	113	10	0%
sovraccarico 2 ☐					

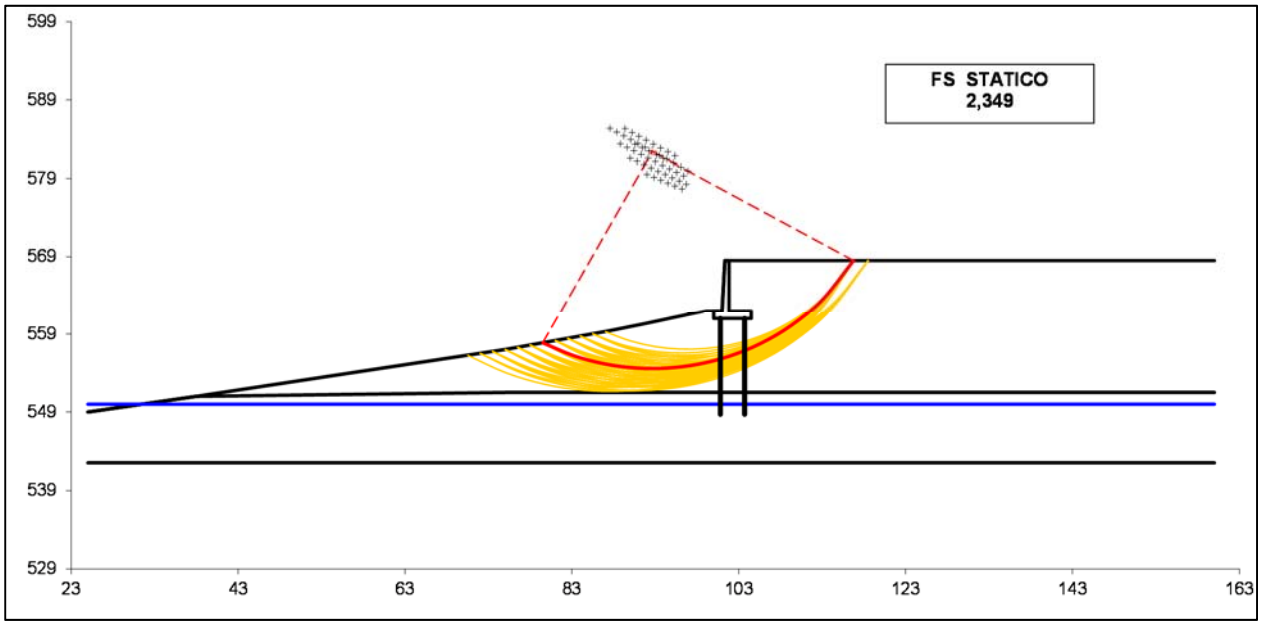
Limiti ricerca superfici

Xa	60	Xc	115	alfa min	60	# superfici massimo	4851
Xb	90	Xd	150	alfa max	80		
n1	20	n2	20	n alfa	10		

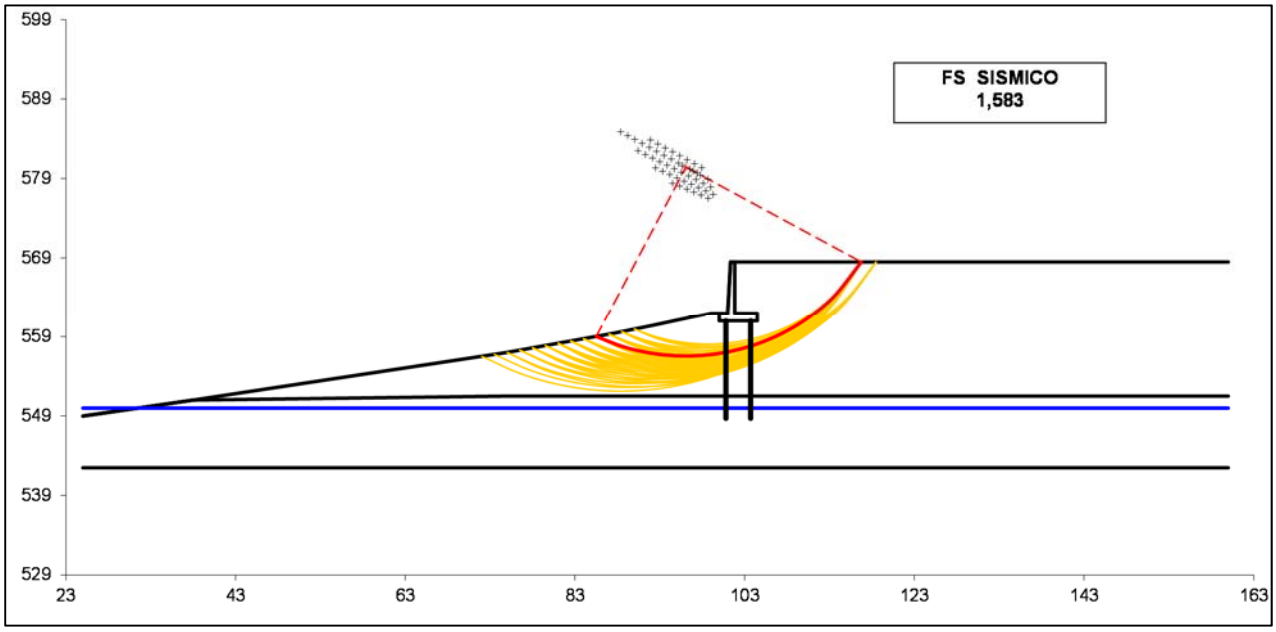
GEOMETRIA



VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

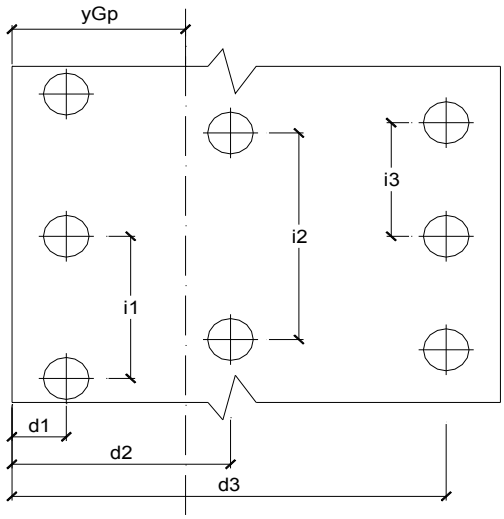


VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE



8.5.1 Verifiche dei micropali di fondazione

Nella verifica alla stabilità globale sono stati considerati dei micropali di fondazione che contribuiscano, nel contempo, anche alla riduzione dei cedimenti. Si riporta nel seguito lo schema lineare della palificata prevista:



Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	0,80	(m)		interasse pali (i1) =	1,50	(m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	3,70	(m)		interasse pali (i2) =	1,50	(m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	0,00	(m)		interasse pali (i3) =	0,00	(m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2,250 (m)

Essi sono suddivisi in 2 file di 18 micropali ciascuna e interasse di 1,5 m. Il baricentro del micropalo si trova a 0,8 m dal brodo della fondazione. La lunghezza è di 13,0 m, di cui 70 cm all'interno della fondazione. Il diametro del micropalo è di 240 mm, armato con tubolari in acciaio classe S335JR ∅168,3 mm x 8,0 mm.

Essendo la condizione $E_d \leq R_d$ garantita dalla sola struttura di sostegno posta a contatto con il terreno, ai micropali può essere attribuita la sola funzione di riduzione e di regolazione degli spostamenti. E' stata in ogni caso effettuata una verifica di carattere geotecnico e strutturale sui micropali.

Sollecitazioni sui pali SLU

caso		N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	593,78	358,69		172,61	
	Nmax	603,14	401,01			
sisma+	Nmin	636,71	339,41		194,93	
	Nmax	636,71	339,41			
sisma-	Nmin	557,74	362,01		186,16	
	Nmax	557,74	362,01			

I valori di N e T non sono stati considerati rispetto il baricentro della palificata in kN/m ma sono già sollecitazioni sugli allineamenti di pali tenendo così già in conto dei carichi permanenti e accidentali e del momento flettente (contenuto nel valore di N). Tali valori vengono poi ripartiti e ridistribuiti sui singoli micropali considerando l'intero manufatto.

DATI DI INPUT:

Numero pali direzione X :	18	(-)	N =	18072,00	(kN)
Numero pali direzione Y :	2	(-)	Mx =	0,00	(kNm)
Dist. asse X 1a fila di pali dy1:	1,50	(m)	My =	0,00	(kNm)
Dist. asse X 2a fila di pali dy2:	0,00	(m)	Tx =	0,00	(kN)
Dist. asse X 3a fila di pali dy3:		(m)	Ty =	3096,00	(kN)
Dist. asse X 4a fila di pali dy4:		(m)	n_{pali} =	36	(-)
Dist. asse X 5a fila di pali dy5:		(m)			
Dist. asse X 6a fila di pali dy6:		(m)			
Dist. asse Y 1a fila di pali dx1:	13,50	(m)			
Dist. asse Y 2a fila di pali dx2:	12,00	(m)			
Dist. asse Y 3a fila di pali dx3:	10,50	(m)			
Dist. asse Y 4a fila di pali dx4:	9,00	(m)			
Dist. asse Y 5a fila di pali dx5:	7,50	(m)			
Dist. asse Y 6a fila di pali dx6:	6,00	(m)			
Dist. asse Y 7a fila di pali dx7:	4,50	(m)			
Dist. asse Y 8a fila di pali dx8:	3,00	(m)			
Dist. asse Y 9a fila di pali dx9:	1,50	(m)			
Dist. asse Y 10a fila di pali dx10:	0,00	(m)			
Dist. asse Y 11a fila di pali dx11:		(m)			
Dist. asse Y 12a fila di pali dx12:		(m)			

dy_{max} = 1,50 (m)

dx_{max} = 13,50 (m)

Σdyi^2 = 81,00 (m^2)

Σdxi^2 = 2565,00 (m^2)

$$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mx*dy_{max}/\Sigma dyi^2 + My*dx_{max}/\Sigma dxi^2$$

N_{pmax} = 502,00 (kN)

N_{pmin} = 502,00 (kN)

$$T_{pmax} = (Tx^2 + Ty^2)^{0,5}/n_{pali}$$

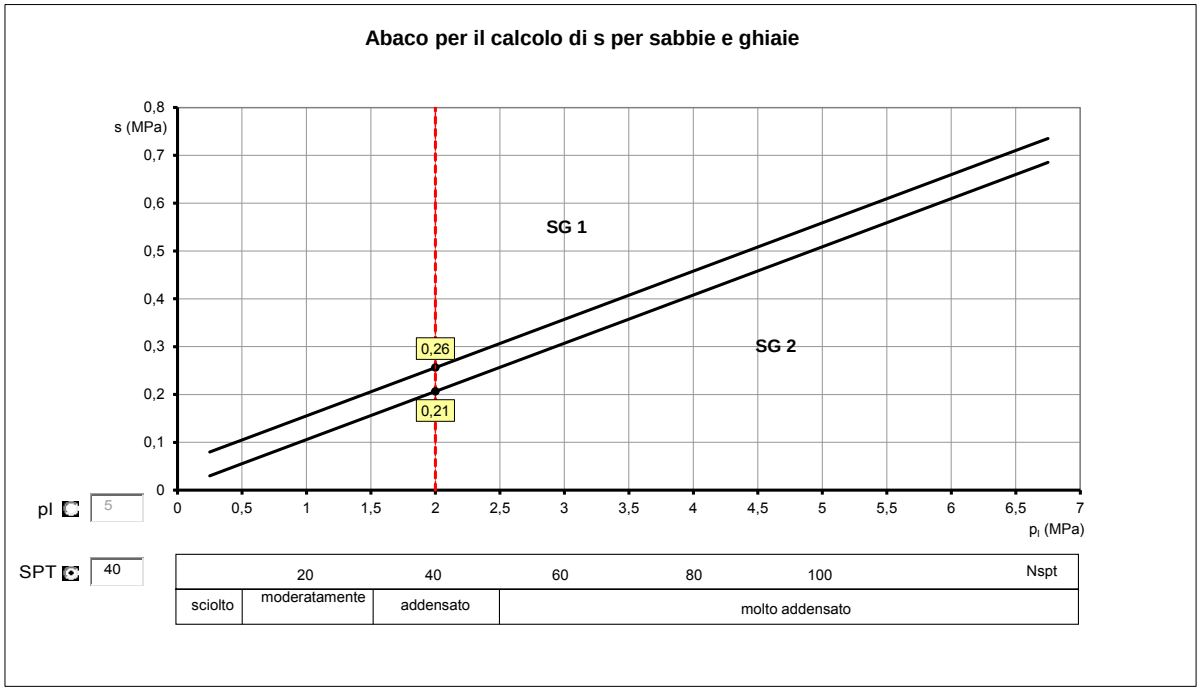
T_{pmax} = 86,00 (kN)

In ultima analisi si è, pertanto, considerata solo una quota parte della sollecitazione verticale come agente solamente sul micropalo, in quanto essa risulterebbe già assorbita e verificata nella sua totalità dalla struttura di fondazione del muro.

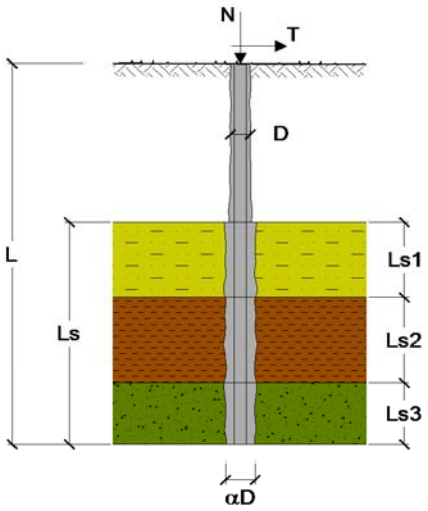
In considerazione di quanto sopra, in maniera cautelativa ai fini delle presenti verifiche viene, quindi, considerato il 50% dell'azione verticale agente sui micropali. I coefficienti parziali sono stati posti uguali a 1,0 essendo i valori di N e T già allo stato limite ultimo.

Per il calcolo dell'armatura del micropalo è stato valutato un modulo di resistenza della sezione dell'armatura di tipo plastico, ipotizzando così uno sfruttamento maggiore del materiale che si avrebbe in campo elastico.

In riferimento alle prove penetrometriche del terreno e dagli abachi di letteratura è, infine, possibile ricavare il valore di tensione tangenziale di aderenza *s* per lo studio della capacità portante limite del micropalo.



OPERA: Micropali muro di sostegno piazzale



DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	251,00		251,00
T (kN)	86,00		86,00

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\,traz}$
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	○	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,15	1,25

n	1 ○	2 ◉	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	DM88 ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,24 **(m)**

Lunghezza del micropalo (L): 13,00 **(m)**

Armatura:

○ IPE ○ INP ○ HEA ○ HEB ○ HEM ◉ Tubi ○ ALTRO

IPE 180 | INP 160 | HEA 300 | HEB 160 | HEM 200 | ø168,3 x 8,0

ø168,3 x 8,0

Area dell'armatura (Aarm):	4029	**(mm²)**	4470
Area a taglio (Ataglio):		(mm²)	4470
Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm):	1,297E+07	**(mm⁴)**	1,14E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm):	206.000	**(mm³)**	150000
Dimensione Armatura (Diam)		(mm)	162,4

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (fy):	355	**(N/mm²)**
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1,05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	**(N/mm²)**
Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}):	210.000	**(N/mm²)**

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 30,0 **(MN/m³)**

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 0,902 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 47,69 (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

σ = *N/Aarm +/- M/Warm*

τ = *2*T/Aarm*

σ_{max} = 293,83 *(N/mm²)* σ_{min} = -169,22 *(N/mm²)*

τ = 42,69 *(N/mm²)*

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\ \tau^2)^{0,5}$

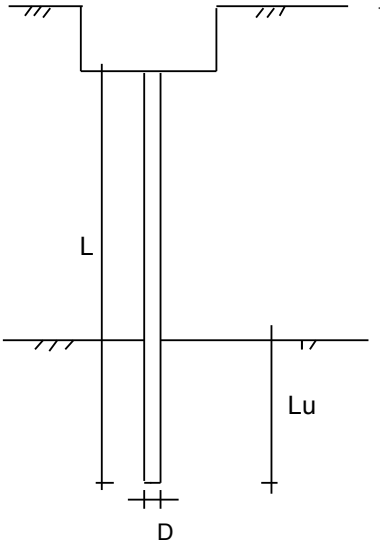
σ_{id} = 302,99 *(N/mm²)* **verifica soddisfatta**

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Micropali muro di sostegno piazzale

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0,24	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	251,00	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	13,00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	10,00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	40000	(kN/m^2)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$\delta = \beta * Pmax / E * Lu$

Coefficiente di forma

β = 0,5 + Log(Lutile / D): 2,12 (-)

Cedimento del palo

$\delta = \beta * Pmax / E * Lu$ **1,33 (mm)**

Analoghe verifiche vengono condotte anche in riferimento alla combinazione di calcolo sismica.

DATI DI INPUT:

Numero pali direzione X :	18	(-)	N =	17550,00	(kN)
Numero pali direzione Y :	2	(-)	Mx =	0,00	(kNm)
Dist. asse X 1a fila di pali dy1:	1,50	(m)	My =	0,00	(kNm)
Dist. asse X 2a fila di pali dy2:	0,00	(m)	Tx =	0,00	(kN)
Dist. asse X 3a fila di pali dy3:		(m)	Ty =	3492,00	(kN)
Dist. asse X 4a fila di pali dy4:		(m)	n_{pali} =	36	(-)
Dist. asse X 5a fila di pali dy5:		(m)			
Dist. asse X 6a fila di pali dy6:		(m)			
Dist. asse Y 1a fila di pali dx1:	13,50	(m)			
Dist. asse Y 2a fila di pali dx2:	12,00	(m)			
Dist. asse Y 3a fila di pali dx3:	10,50	(m)			
Dist. asse Y 4a fila di pali dx4:	9,00	(m)			
Dist. asse Y 5a fila di pali dx5:	7,50	(m)			
Dist. asse Y 6a fila di pali dx6:	6,00	(m)			
Dist. asse Y 7a fila di pali dx7:	4,50	(m)			
Dist. asse Y 8a fila di pali dx8:	3,00	(m)			
Dist. asse Y 9a fila di pali dx9:	1,50	(m)			
Dist. asse Y 10a fila di pali dx10:	0,00	(m)			
Dist. asse Y 11a fila di pali dx11:		(m)			
Dist. asse Y 12a fila di pali dx12:		(m)			

dy_{max} = 1,50 (m)

dx_{max} = 13,50 (m)

Σdyi^2 = 81,00 (m^2)

Σdxi^2 = 2565,00 (m^2)

$$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mx*dy_{max}/\Sigma dyi^2 + My*dx_{max}/\Sigma dxi^2$$

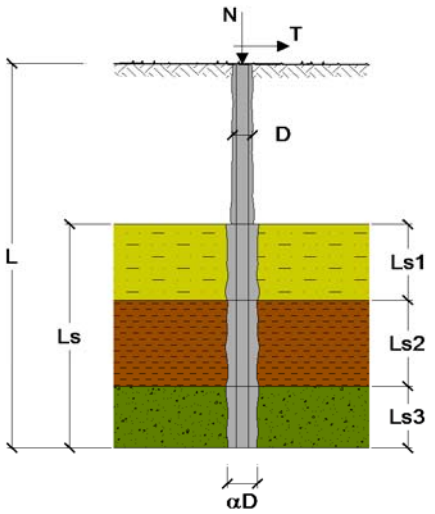
N_{pmax} = 487,50 (kN)

N_{pmin} = 487,50 (kN)

$$T_{pmax} = (Tx^2 + Ty^2)^{0,5}/n_{pali}$$

T_{pmax} = 97,00 (kN)

OPERA: Micropali muro di sostegno piazzale



DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	243,75	0,00	243,75
T (kN)	97,00	0,00	97,00

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\,traz}$
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	◉	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		○	1,00	1,00	1,15	1,25

n	1 ○	2 ◉	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	DM88 ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,24 **(m)**

Lunghezza del micropalo (L): 13,00 **(m)**

Armatura:

○ IPE IPE 180 | ○ INP INP 160 | ○ HEA HEA 300 | ○ HEB HEB 160 | ○ HEM HEM 200 | ◉ Tubi ø168,3 x 8,0 | ○ ALTRO

ø168,3 x 8,0

Area dell'armatura (Aarm):	4029	**(mm²)**	4140
Area a taglio (Ataglio)		(mm²)	4140
Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm):	1,297E+07	**(mm⁴)**	1,141E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm):	206.000	**(mm³)**	152000
Dimensione Armatura (Darm)		(mm)	162,4

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (fy):	355	**(N/mm²)**
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1,05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	338	**(N/mm²)**
Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}):	210.000	**(N/mm²)**

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 30,0 **(MN/m³)**

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 0,902 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 53,79 (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

σ = *N/Aarm +/- M/Warm*

τ = *2*T/Aarm*

σ_{max} = 321,64 *(N/mm²)* σ_{min} = -200,64 *(N/mm²)*

τ = 48,15 *(N/mm²)*

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\ \tau^2)^{0,5}$

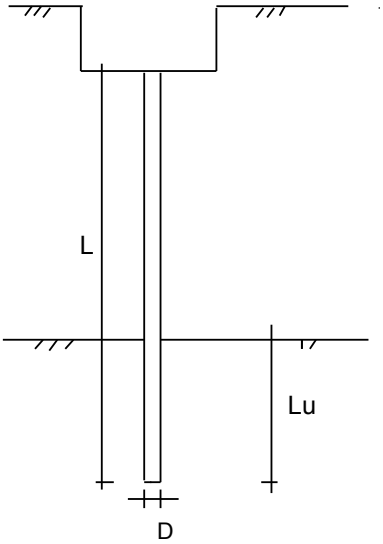
σ_{id} = 332,28 *(N/mm²)* **verifica soddisfatta**

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Micropali muro di sostegno piazzale

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0,24	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	243,75	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	13,00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	10,00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	40000	(kN/m^2)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$\delta = \beta * Pmax / E * Lu$

Coefficiente di forma

β = 0,5 + Log(Lutile / D): 2,12 (-)

Cedimento del palo

$\delta = \beta * Pmax / E * Lu$ **1,29 (mm)**

Le verifiche strutturali sono rispettante sia in caso statico che in caso sismico. Inoltre si evidenzia un'ulteriore riduzione dei cedimenti attesi a medio-lungo termine per la fondazione a valori praticamente trascurabili.

8.6 Paratie provvisionali a sostegno degli scavi

Il **progetto** prevede diversi interventi finalizzati al sostegno provvisionale dei fronti scavo mediante paratie in micropali ∅ 240 mm, disposti ad interasse variabile da 30 a 35 cm. I tubolari avranno sezione ∅168,3 mm x 8 mm e ∅139,7 mm x 8 mm in funzione della tipologia di scavo ed opere da supportare, e saranno in acciaio classe S355JR o equivalente (ex FE510). Le caratteristiche geometriche dei tubolari per i micropali sono le seguenti:

Micropali ∅ 240 mm – tubolari d'armatura ∅168,3 mm x 8 mm

D	t	M	A	I	i	Wel	Wpl	It	Ct	Sup. est.	L per ton
[mm]	[mm]	[kg/m]	[cm^2]	[cm^4]	[cm]	[cm^3]	[cm^3]	[cm^4]	[cm^3]	[m^2/m]	[m/t]
168,3	8	31,6	40,3	1297	5,67	154	206	2595	308	0,529	31,6

Micropali ∅ 240 mm – tubolari d'armatura ∅139,7 mm x 8 mm

D	t	M	A	I	i	Wel	Wpl	It	Ct	Sup. est.	L per ton
[mm]	[mm]	[kg/m]	[cm^2]	[cm^4]	[cm]	[cm^3]	[cm^3]	[cm^4]	[cm^3]	[m^2/m]	[m/t]
139,7	8	26	33,1	720	4,66	103	139	1441	206	0,439	38,5

Nel dettaglio le opere provvisionali saranno realizzate nei seguenti interventi:

- Paratie torre di presa: micropali di lunghezza pari a circa 24 m, con armatura tubolare in acciaio ∅168,3 mm x 8 mm, a perimetrazione del manufatto, con disposizione a quiconce ad interasse di 35 cm, irrigiditi da travi di ripartizione in profili HEA 180 mm accoppiati e trave di coronamento sommitale in c.c.a. di sezione cm 50x90. Scavo eseguito con invaso diga, previa regolazione livello idrico e sua riduzione a quota assoluta non superiore a circa 560,00 m s.l.m..
- Paratia di sostegno scavo per vasca di dissipazione scarico di fondo e cantiere microtunneling: micropali di lunghezza variabile da 10 m a 7 m circa, con armatura tubolare in acciaio ∅139,7 mm x 8 mm, disposti a sostegno del versante, ad interasse di 30 cm, irrigiditi da trave di coronamento in c.c.a. di sezione cm 50x70.
- Paratia di sostegno strada di accesso al cantiere della torre di presa: micropali di lunghezza di 12 m, con armatura tubolare in acciaio ∅139,7 mm x 8 mm, ad interasse di 30 cm. Paratie ancorate con 3 trefoli di diametro 0,013 m; lunghezza libera del tirante di 7 m, lunghezza del bulbo di 8 m e diametro perforazione 0,14 m, precarico di circa 50 kN/m.
- Paratie di sostegno canale di presa e scarico di fondo: micropali di lunghezza variabile da circa 22 m a 5 m, con armatura tubolare in acciaio ∅168,3 mm x 8 mm, disposti a sostegno dello scavo, ad interasse di 30 cm e secondo lo schema seguente:

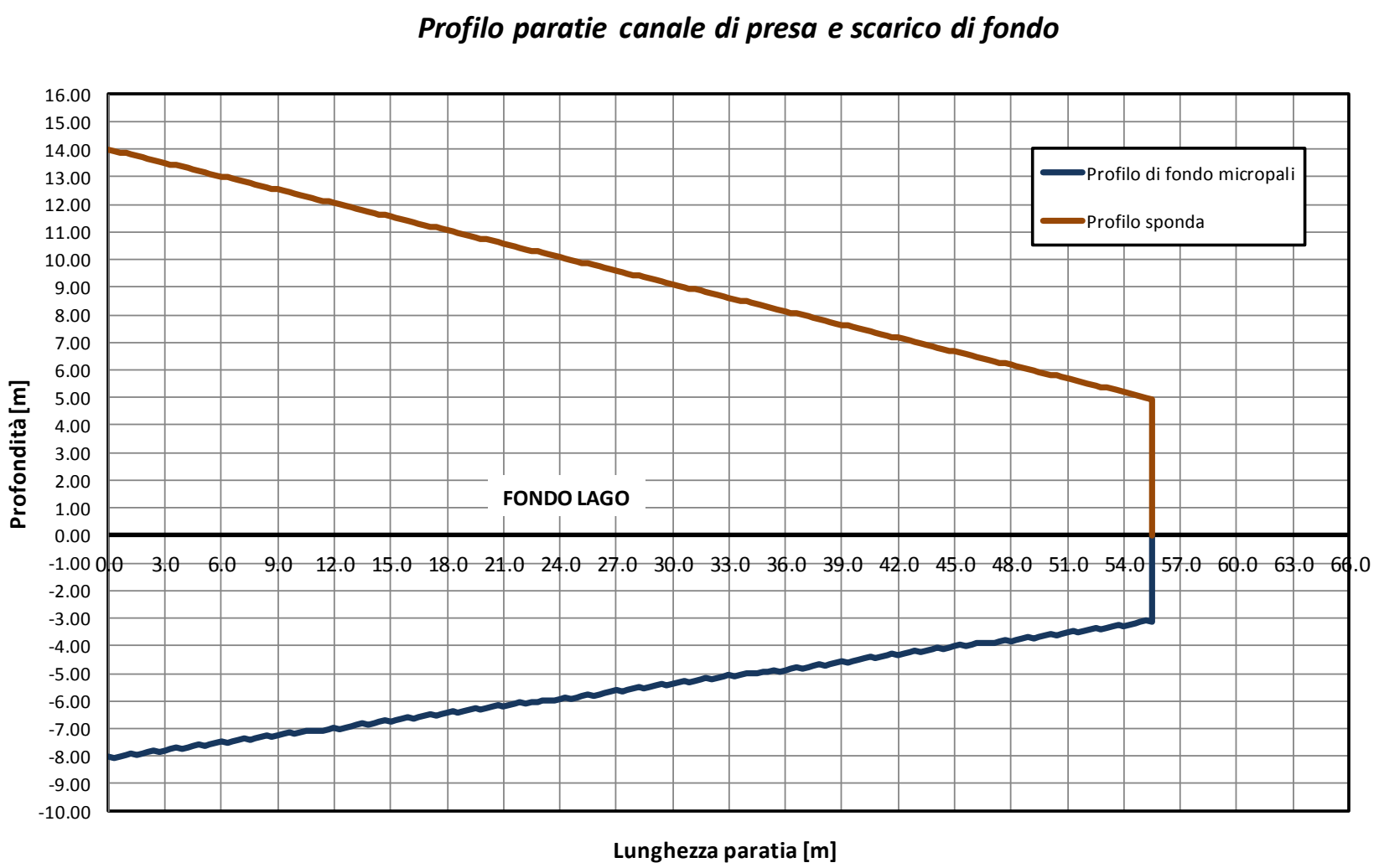


Figura 24 – Grafico profilo paratie di sostegno scavo canale di presa e scarico di fondo.

Le paratie relative canale di presa verranno disposte parallelamente e, quindi, opportunamente irrigidite e stabilizzate mediante:

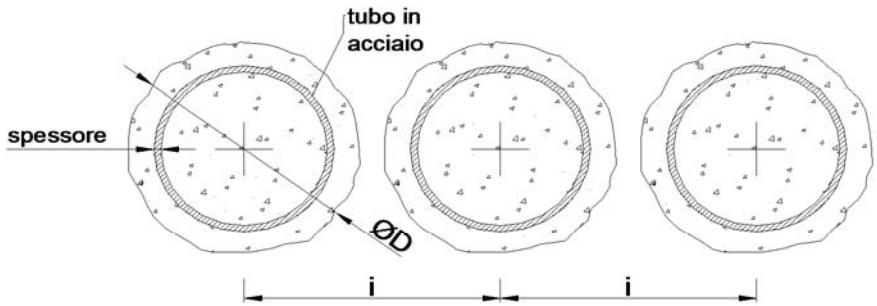
- Travi di ripartizione longitudinale con profili HEA200 accoppiati (2x HEA200);
- Puntoni di controspinta trasversale, con profili tubolari ∅ 219 mm x 16 mm di spessore.
- Trave di coronamento in c.c.a. di dimensioni pari a cm 50x90.

Lo scavo per l'esecuzione del canale di presa verrà eseguito in assenza di invaso.

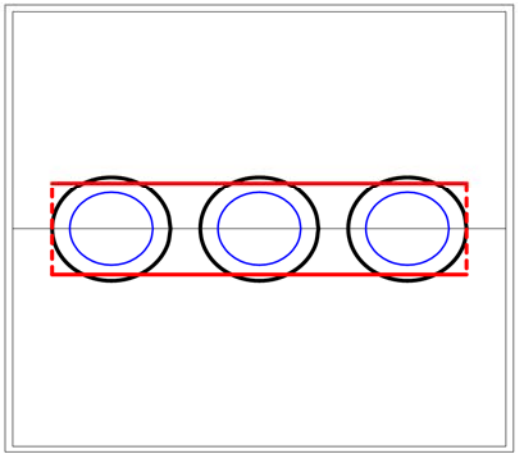
Si riporta nel seguito il calcolo dell'inerzia equivalente delle tipologie di paratie in progetto:

Micropali ∅ 240 mm – tubolari d'armatura ∅168,3 mm x 8 mm – interasse 30 cm

Valutazione Inerzia e Spessore Equivalente Paratia Berlinese in Micropali o Jetting



GEOMETRIA			
Diametro micropali o jetting	D	240	[mm]
Raggio	R	120	[mm]
Interasse	i	300	[mm]
Area sezione	A	45238,9	[mm^2]
Inerzia iniezione	I	1,629E+08	[mm^4]
Diametro tubo d'armatura	Da	168,3	[mm]
Spessore tubo d'armatura	s	8	[mm]
Area armatura	Aa	4028,8	[mm^2]
Inerzia armatura	Ia	1,297E+07	[mm^4]
MATERIALI			
malta di iniezione	C25/30		
Resistenza cubica	Rck	30	[MPa]
Resistenza cilindrica	fck	25	[MPa]
Resistenza cilindrica media	fcm	33	[N/mm^2]
Modulo elastico	Ecls	31476	[N/mm^2]
Acciaio			
Modulo elastico armatura	Ea	210000	[MPa]

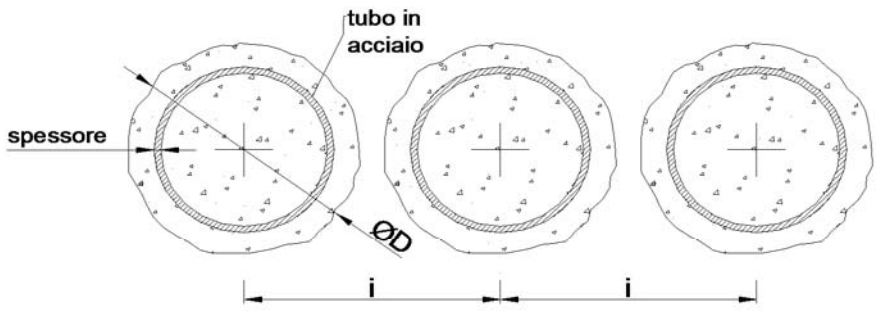


◉ omogeneizza alla malta
○ omogeneizza all'armatura

Rigidezza complessiva	EI	24,81	[MN m^2]
Spessore equivalente	Seq	211,5	[mm]

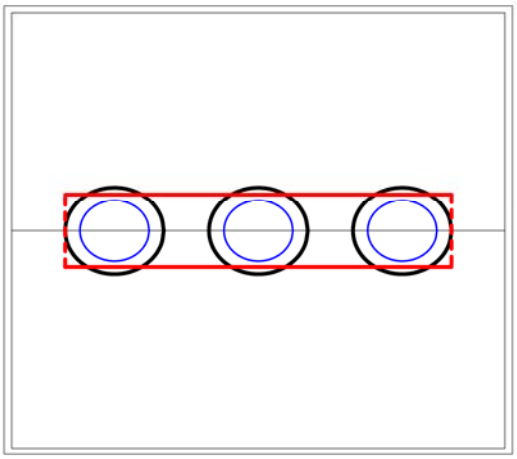
Micropali ∅ 240 mm – tubolari d'armatura ∅168,3 mm x 8 mm – interasse 35 cm

Valutazione Inerzia e Spessore Equivalente Paratia Berlinese in Micropali o Jetting



GEOMETRIA

Diametro micropali o jetting	D	240	[mm]
Raggio	R	120	[mm]
Interasse	i	350	[mm]
Area sezione	A	45238,9	[mm^2]
Inerzia iniezione	I	1,629E+08	[mm^4]
Diametro tubo d'armatura	Da	168,3	[mm]
Spessore tubo d'armatura	s	8	[mm]
Area armatura	Aa	4028,8	[mm^2]
Inerzia armatura	Ia	1,297E+07	[mm^4]



MATERIALI

malta di iniezione C25/30

Resistenza cubica	Rck	30	[MPa]
Resistenza cilindrica	fck	25	[MPa]
Resistenza cilindrica media	fcm	33	[N/mm^2]
Modulo elastico	Ecls	31476	[N/mm^2]

Acciaio

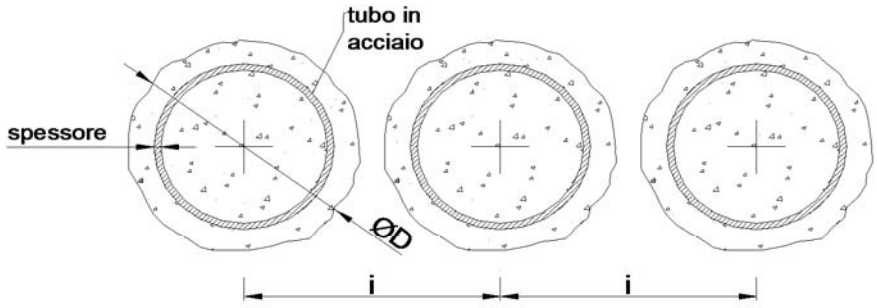
Modulo elastico armatura	Ea	210000	[MPa]

◉ omogeneizza alla malta
○ omogeneizza all'armatura

Rigidezza complessiva	EI	21,26	[MN m^2]
Spessore equivalente	Seq	200,9	[mm]

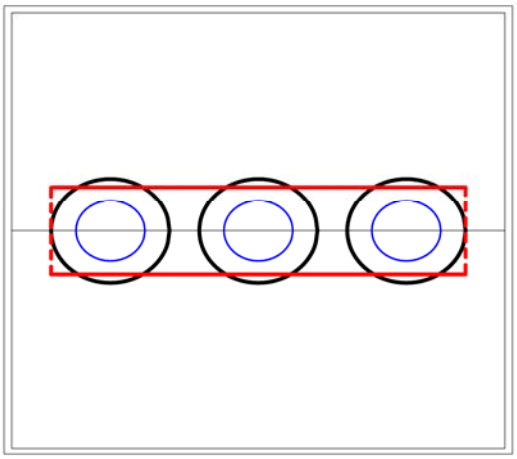
Micropali ∅ 240 mm – tubolari d'armatura ∅139,7 mm x 8 mm – interasse 30 cm

Valutazione Inerzia e Spessore Equivalente Paratia Berlinese in Micropali o Jetting



GEOMETRIA

Diametro micropali o jetting	D	240	[mm]
Raggio	R	120	[mm]
Interasse	i	300	[mm]
Area sezione	A	45238,9	[mm^2]
Inerzia iniezione	I	1,629E+08	[mm^4]
Diametro tubo d'armatura	Da	139,7	[mm]
Spessore tubo d'armatura	s	8	[mm]
Area armatura	Aa	3310,0	[mm^2]
Inerzia armatura	Ia	7,203E+06	[mm^4]



MATERIALI

malta di iniezione C25/30

Resistenza cubica	Rck	30	[MPa]
Resistenza cilindrica	fck	25	[MPa]
Resistenza cilindrica media	fcm	33	[N/mm^2]
Modulo elastico	Ecls	31476	[N/mm^2]

Acciaio

Modulo elastico armatura	Ea	210000	[MPa]

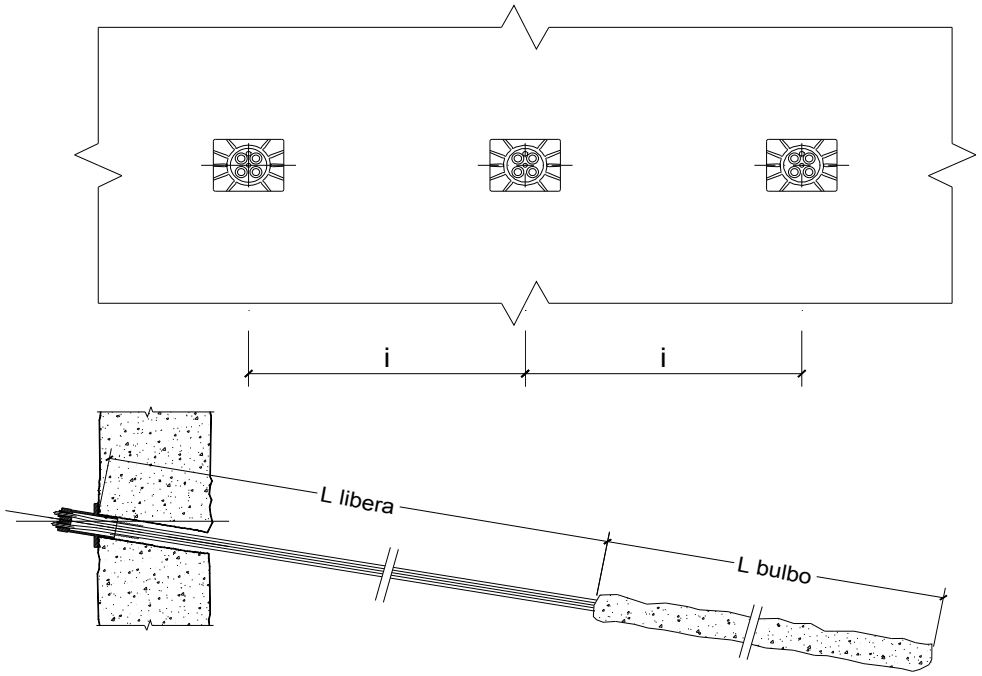
◉ omogeneizza alla malta
○ omogeneizza all'armatura

Rigidezza complessiva	EI	21,37	[MN m^2]
Spessore equivalente	Seq	201,2	[mm]

Per completezza si riporta nel seguito la rigidezza complessiva degli ancoraggi per la paratia di sostegno all'area piazzale.

Ancoraggi di area 417 mm^2 – 3 trefoli di diametro ∅13,31 mm – interasse 200 cm

Valutazione Rigidezza Ancoraggi



A trefolo	A tr	139	(mm^2)
numero trefoli	n	3	(-)
A tirante	A	417	(mm^2)
interasse tiranti	i	2	(m)
lunghezza tratto libero	Ll	7	(m)
lunghezza bulbo	Lb	8	(m)
lunghezza equivalente	L eq=Ll+Lb/2	11	(m)
modulo elastico acciaio	E	210000	(Mpa)
Rigidezza	EA/Li	3980,455	(kN/m^2)

Si riportano, quindi, i modelli di analisi e i principali risultati di calcolo delle paratie provvisionali sopra elencate, distinti per tipologia di opera provvisionale elencata, effettuati per le sezioni caratterizzate da maggior profondità e pertinenti alle varie fasi costruttive previste in progetto, con indicazione dell'altezza di scavo e della possibile quota di falda (assunta sempre a favore di sicurezza).

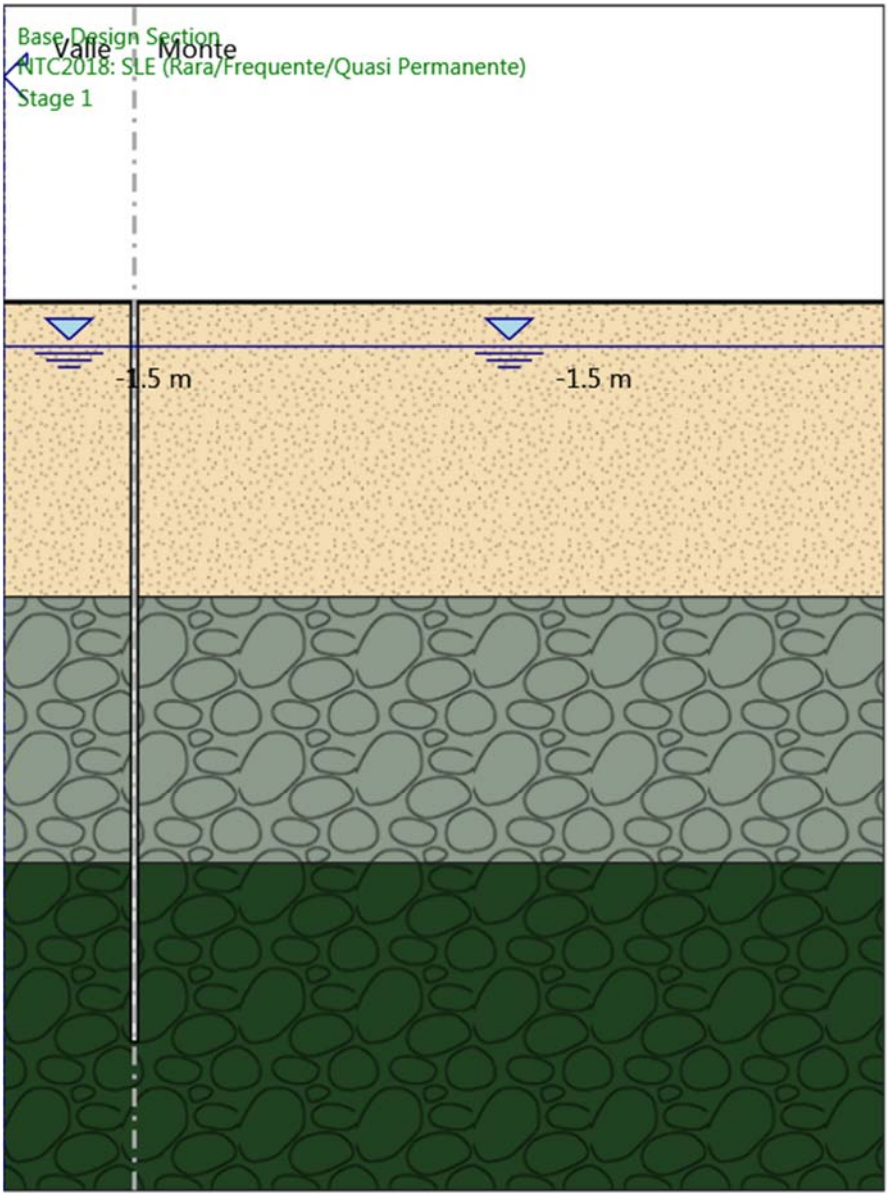
8.6.1 Paratie perimetrali torre di presa

Vengono riportati in tabella i valori dei parametri geotecnici considerati per le varie unità geotecniche e relative quote. Essendo un'opera provvisionale che penetra oltre l'Unità Geotecnica II e tenendo conto delle quote relative delle singole unità geotecniche, vengono utilizzati valori massimi e medi dei parametri geotecnici delle rispettive prime due unità geotecniche del terreno.

Strato di Terreno	**Quota relativa**	**Terreno**	**γ dry**	**γ sat**	**ø'**	**c'**	**E**
	m		**kN/m^3**	**kN/m^3**	**°**	**kPa**	**kPa**
1	0.0	Coltre superficiale e roccia alterata	19	20	32	10	30000
2	-10.0	Roccia fratturata	24	25	35	50	800000
3	-19.0	Roccia di base debolmente fratturata	26	26	42	130	2500000

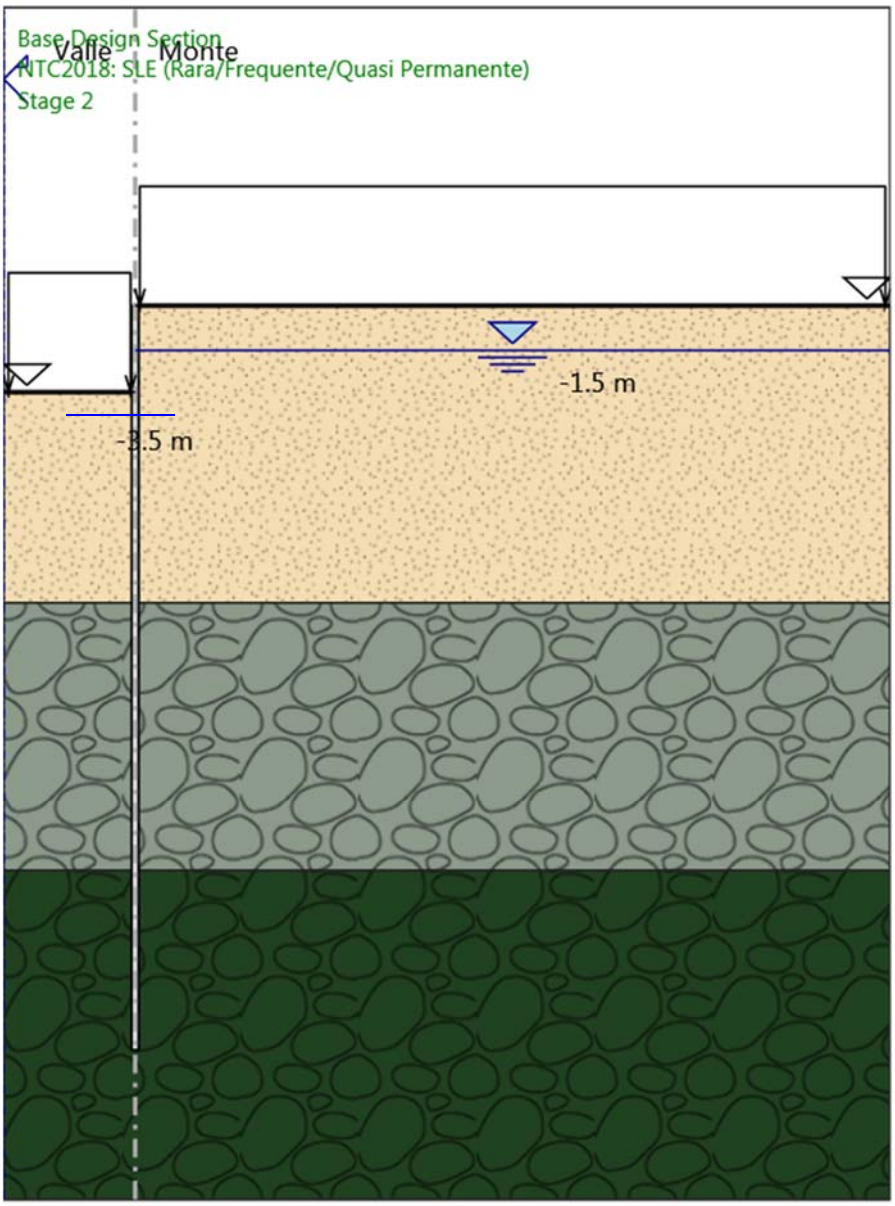
L'esecuzione delle paratie e delle successive fasi di scavo avviene ad invaso diga carico, preventivamente regolato e ridotto a quota assoluta non superiore a 560,00 m s.l.m circa.

FASE 1 – condizione geostatica (+0,00)



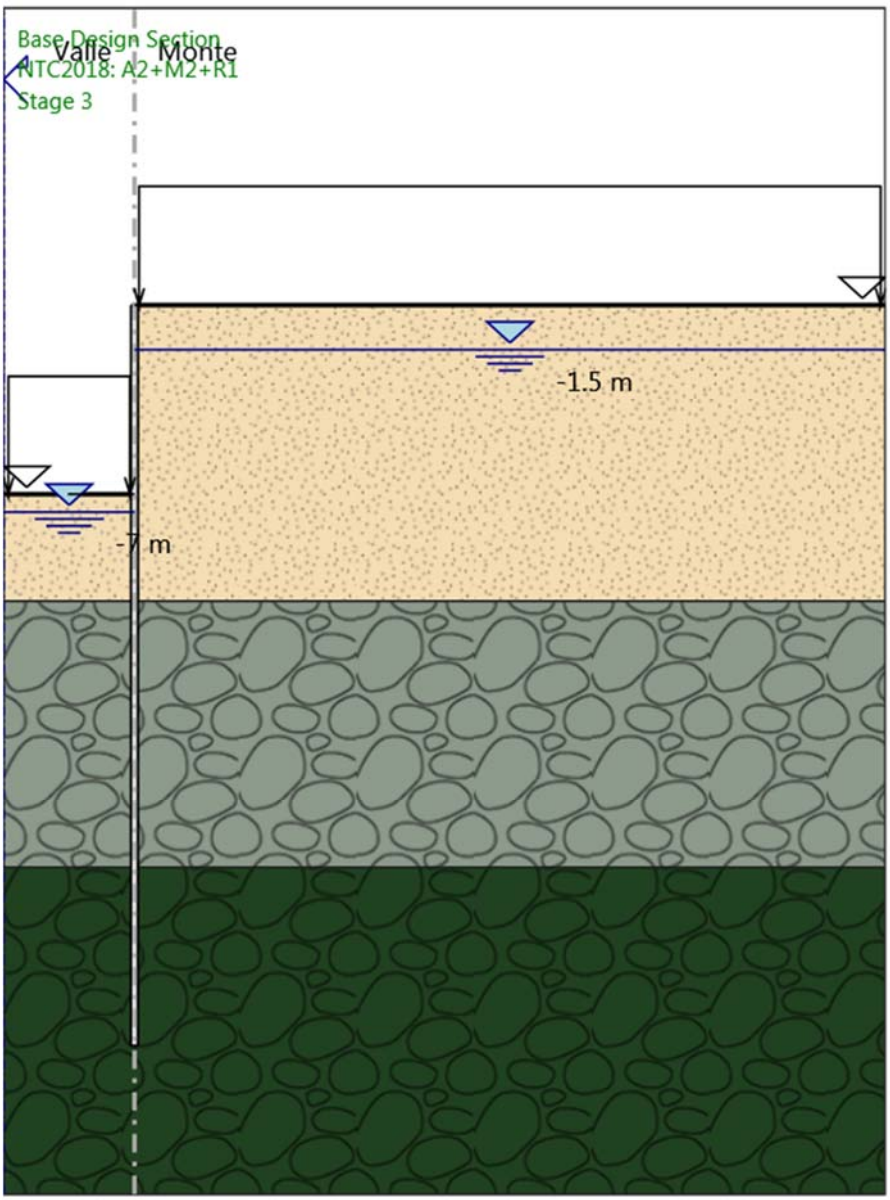
Descrizione attività ed operazioni esecutive: approntamento cantiere ed esecuzione paratie sino alla profondità prevista ed esecuzione trave di coronamento in c.c.a..

FASE 2 – scavo a quota relativa -2,9 m



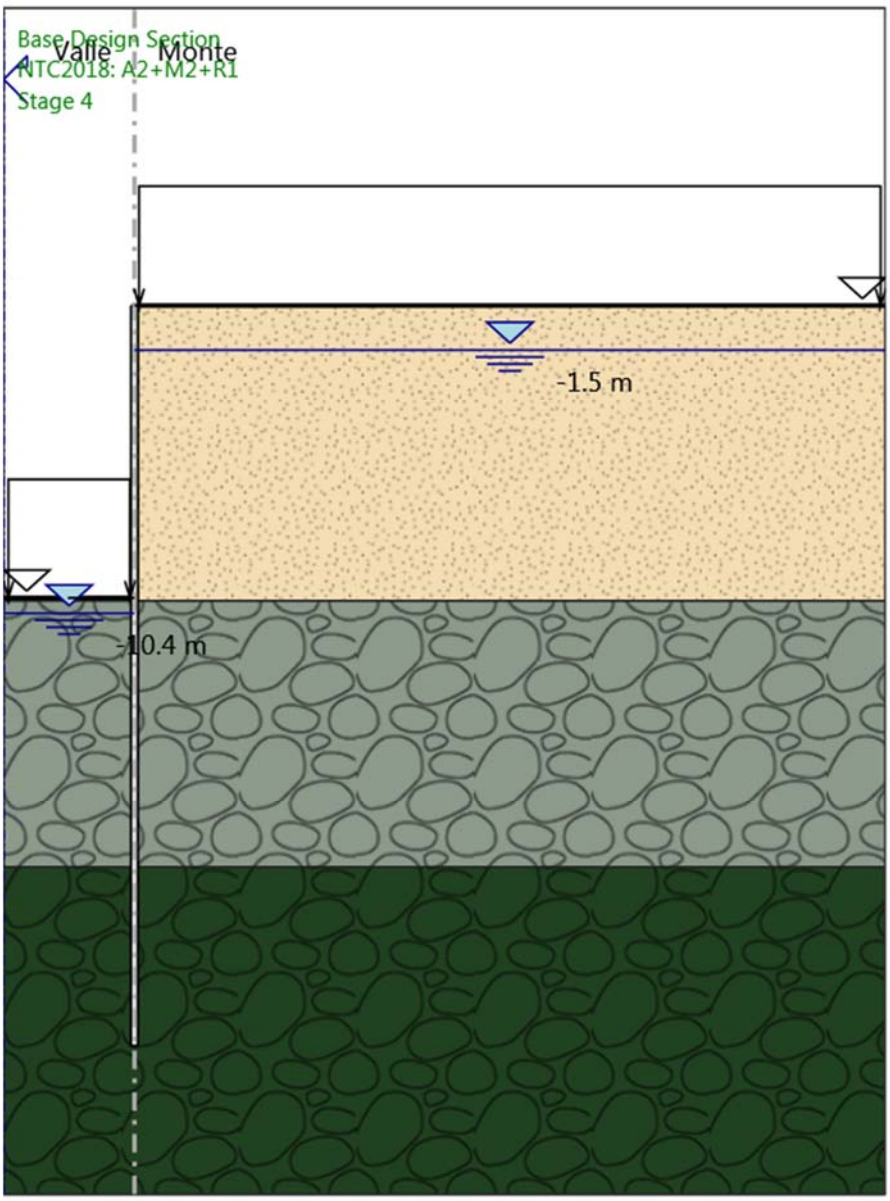
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -2,9 m da p.c. ed installazione I° fila delle travi di contrasto longitudinale (2xHEA180). Possibile contestuale aggottamento falda con sistema well-point o pompaggio equivalente.

FASE 3 – scavo a quota relativa -6,4 m



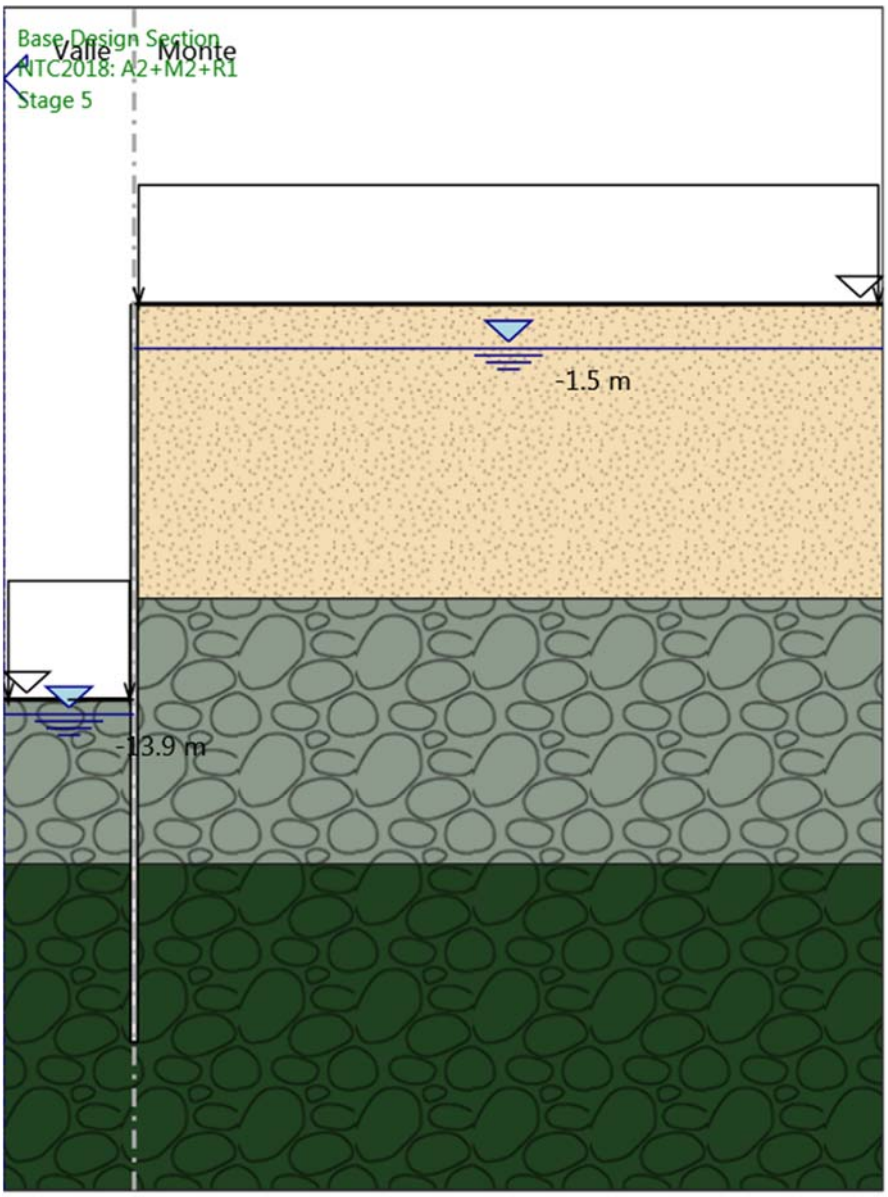
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -6,4 m da p.c. ed installazione II° fila delle travi di contrasto longitudinale (2xHEA180). Possibile contestuale aggottamento falda con sistema well-point o pompaggio equivalente.

FASE 4 – scavo a quota relativa -9,9 m



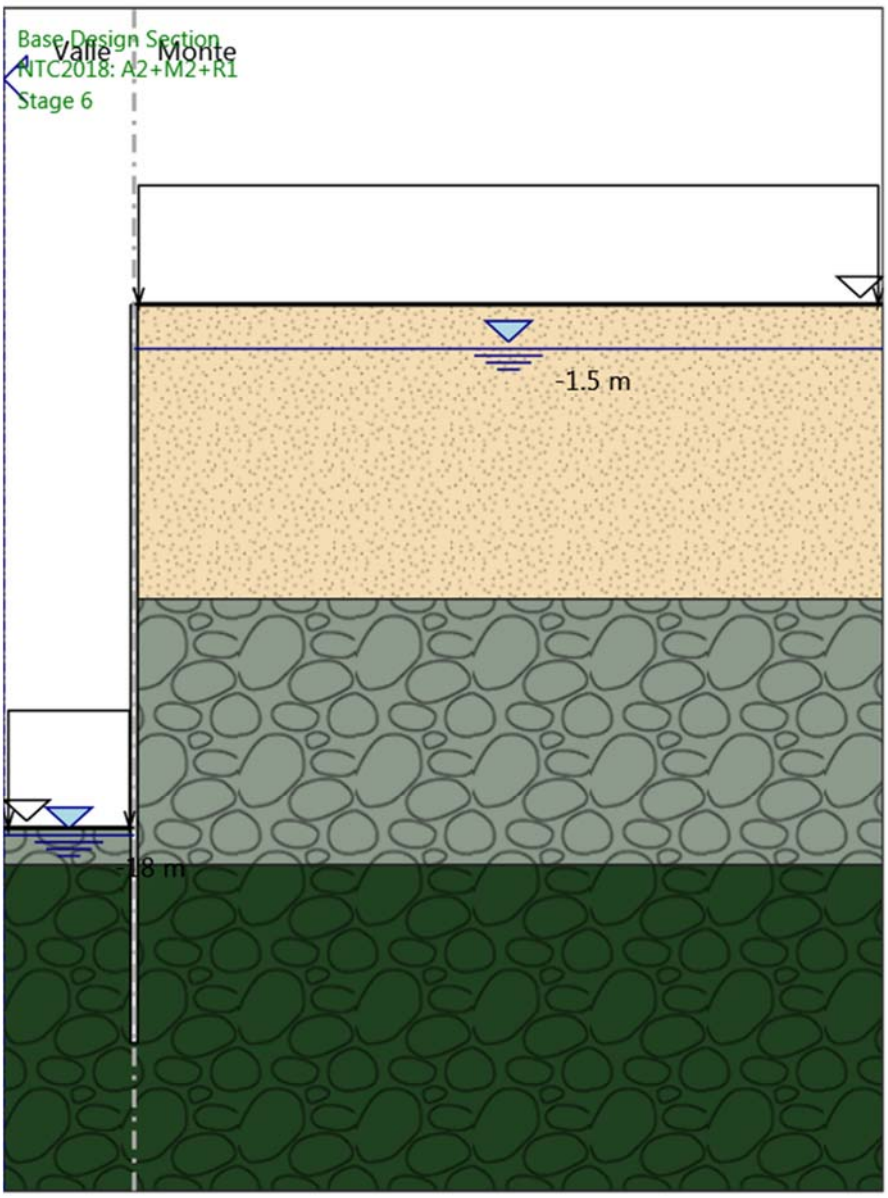
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -9,9 m da p.c. ed installazione III° fila delle travi di contrasto longitudinale (2xHEA180). Possibile contestuale aggottamento falda con sistema well-point o pompaggio equivalente.

FASE 5 – scavo a quota relativa -13,4 m



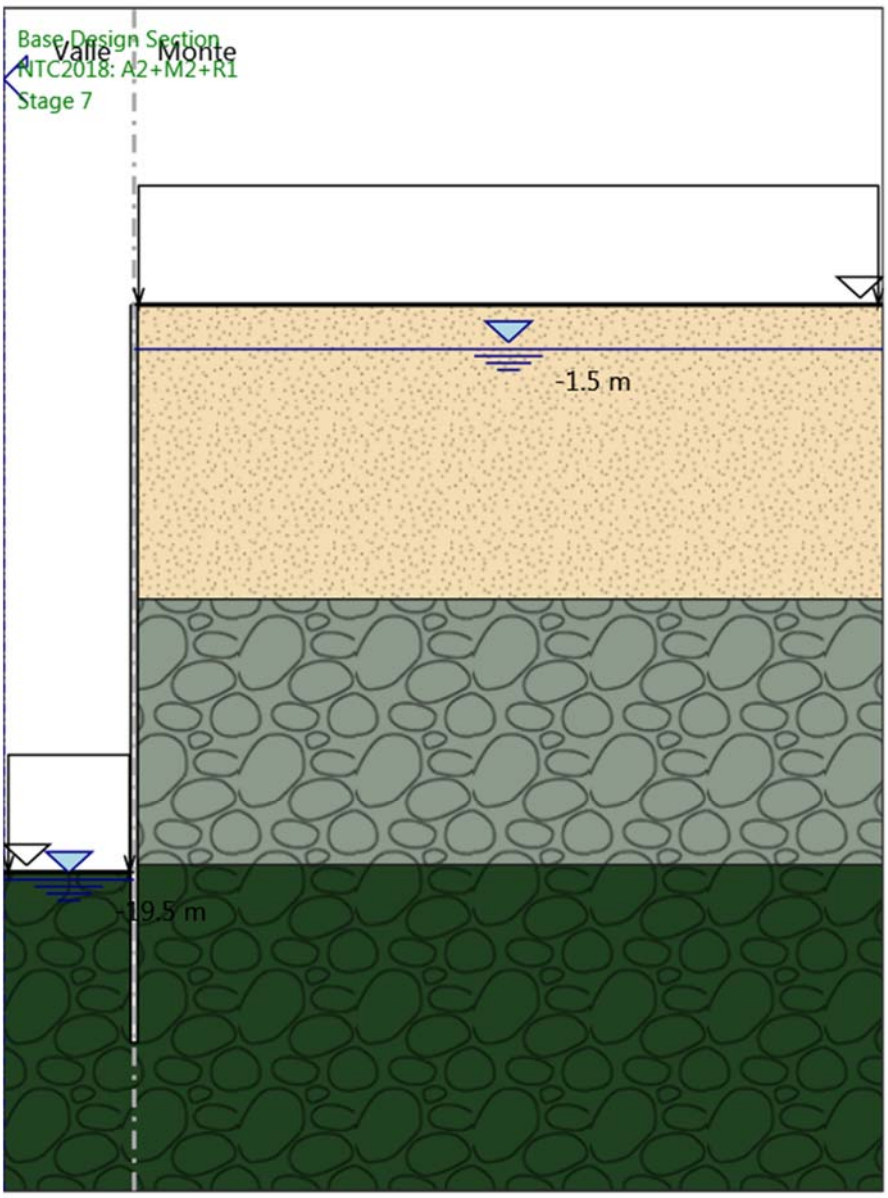
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -13,4 m da p.c. ed installazione IV° fila delle travi di contrasto longitudinale (2xHEA180). Contestuale aggottamento falda con sistema well-point o pompaggio equivalente.

FASE 6 – scavo a quota relativa -17,75 m



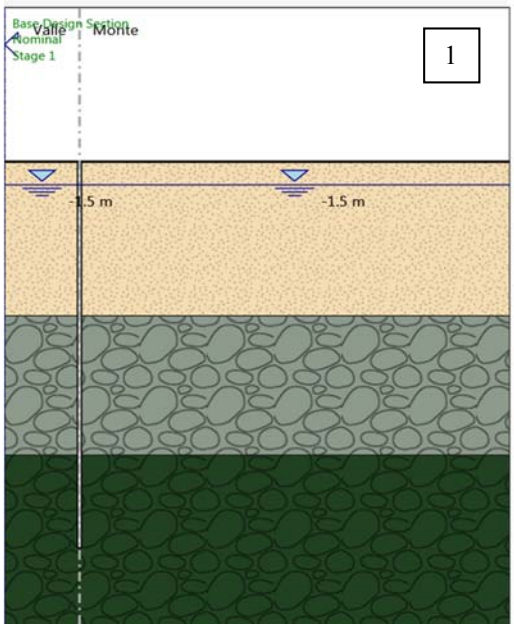
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -17,75 m da p.c. ed installazione V° fila delle travi di contrasto longitudinale (3xHEA180). Contestuale aggottamento falda con sistema well-point o pompaggio equivalente.

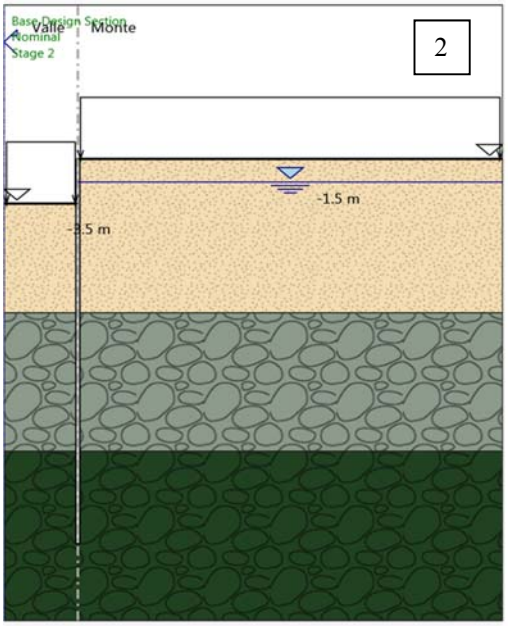
FASE 7 – scavo a quota relativa -19,25 m circa

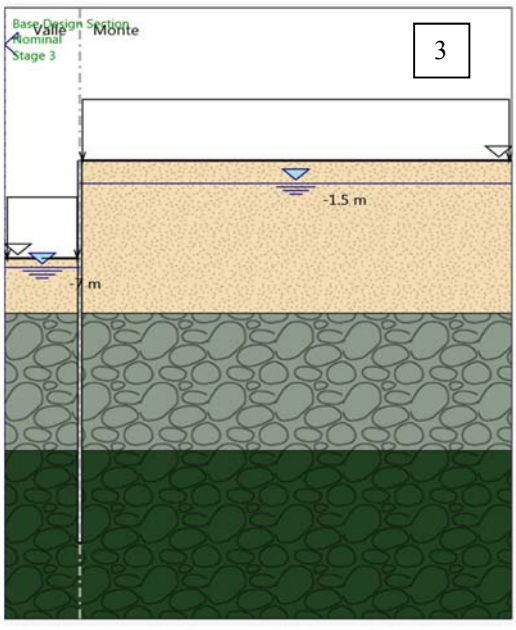


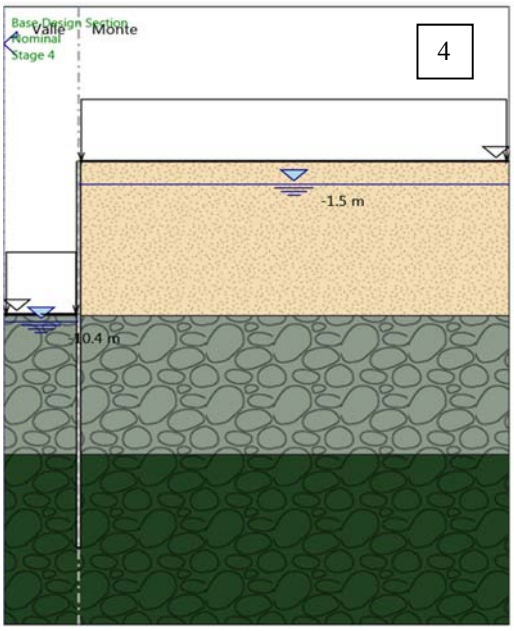
Descrizione attività ed operazioni esecutive: completamento scavo fino a profondità relativa di circa -19,25 m da p.c.. Contestuale aggottamento falda con sistema well-point o pompaggio equivalente.

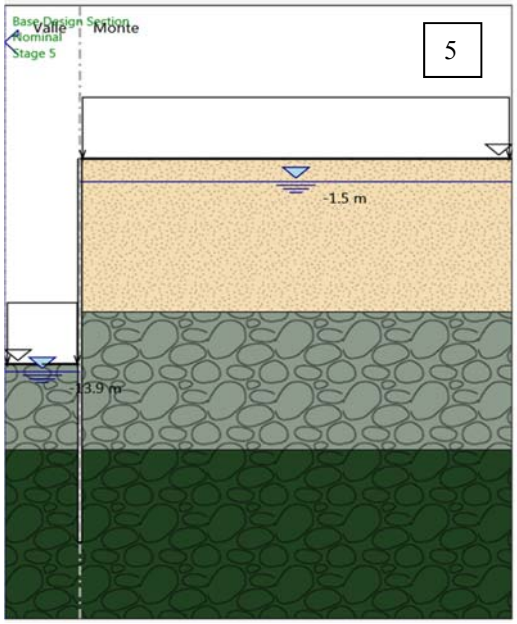
RIEPILOGO FASI DI SCAVO

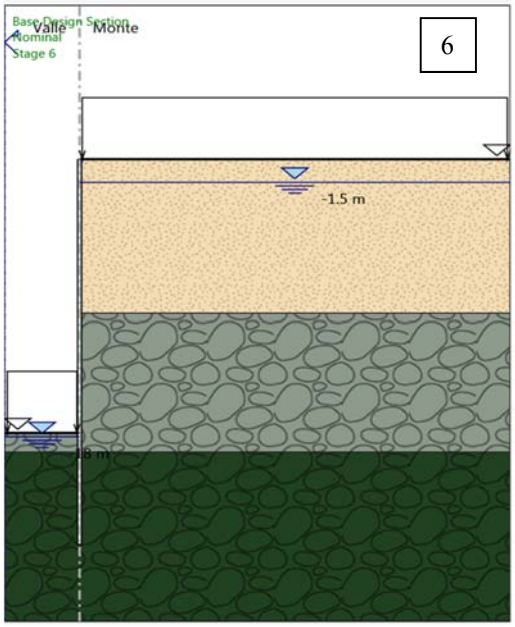


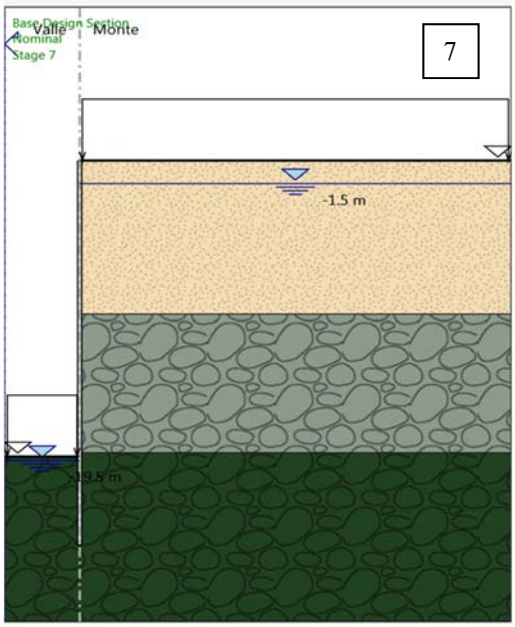







Base Design Section
Nominal
Stage 5
Valle
Monte
5
-1.5 m
-13.9 m


Base Design Section
Nominal
Stage 6
Valle
Monte
6
-1.5 m


Base Design Section
Nominal
Stage 7
Valle
Monte
7
-1.5 m
-19.5 m

Riepilogo per la DA <NTC2018: A1+M1+R1>

Parete <Paratia destra>

Min. spostamento laterale [mm] -0.14 Z = -18.2 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
Max. spostamento laterale [mm] 0 Z = -0.6 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.08 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.07 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 1)

Risultati Elementi parete (Beam)

Parete destra Max. momento (assoluto) [kNm/m] 2.96 Z = -18.6 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
Max. taglio [kN/m] 9.54 Z = -19 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 6)
Max. azione circonferenziale [kN/m]
1080.6 Z = -18.2 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
SteelWord: massimo sfruttamento in flessione 0.015 Z = -18.6 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
SteelWord: massimo sfruttamento a taglio 0.007 Z = -18.8 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 6)

Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1>

Parete <Paratia destra>

Min. spostamento laterale [mm] -0.14 Z = -18.2 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Max. spostamento laterale [mm] 0 Z = -0.6 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.1 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.08 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 1)

Risultati Elementi parete (Beam)

Parete destra Max. momento (assoluto) [kNm/m] 2.29 Z = -18.6 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Max. taglio [kN/m] 7.25 Z = -19.4 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Max. azione circonferenziale [kN/m]
845.54 Z = -18.2 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
SteelWord: massimo sfruttamento in flessione 0.012 Z = -18.6 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
SteelWord: massimo sfruttamento a taglio 0.005 Z = -19.2 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)

Riepilogo per la DA <NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>

Parete <Paratia destra>

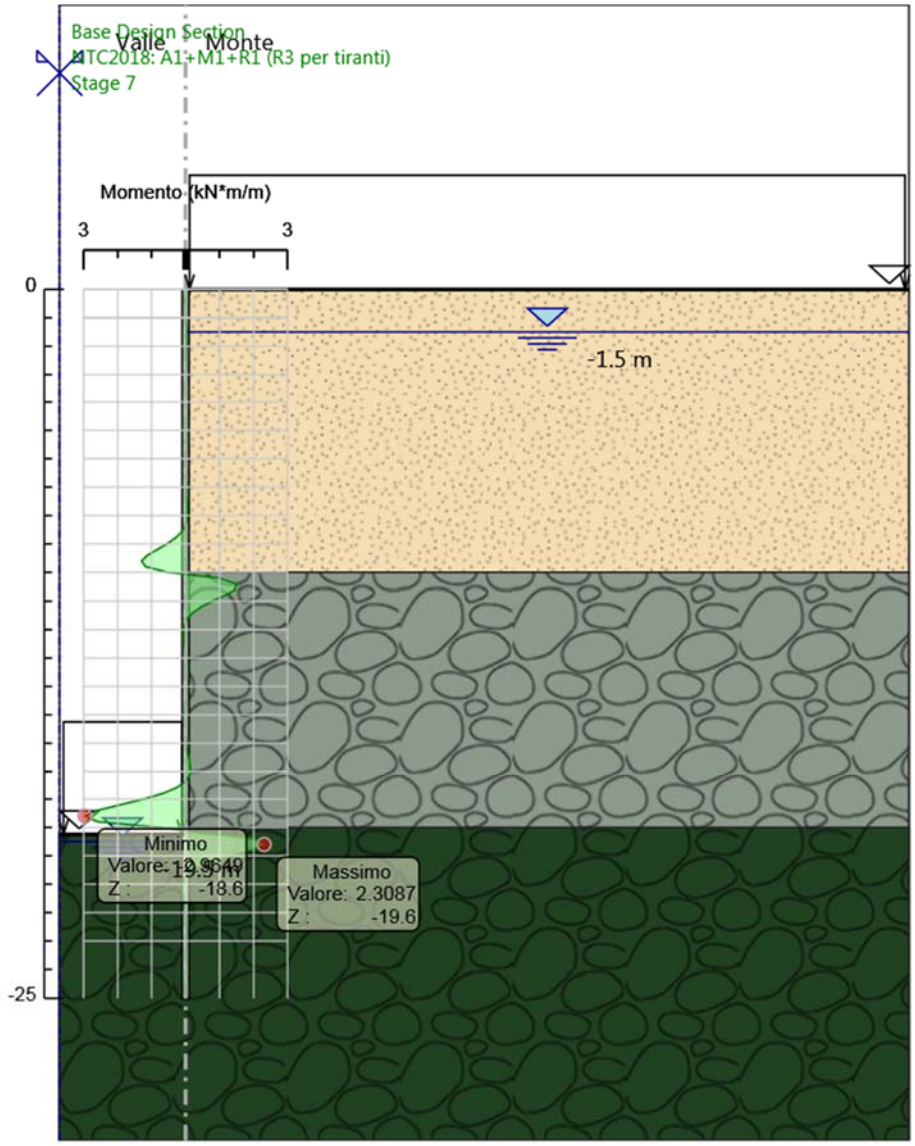
Min. spostamento laterale [mm] -0.14 Z = -18.2 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
Max. spostamento laterale [mm] 0 Z = -0.6 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.08 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.07 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 1)

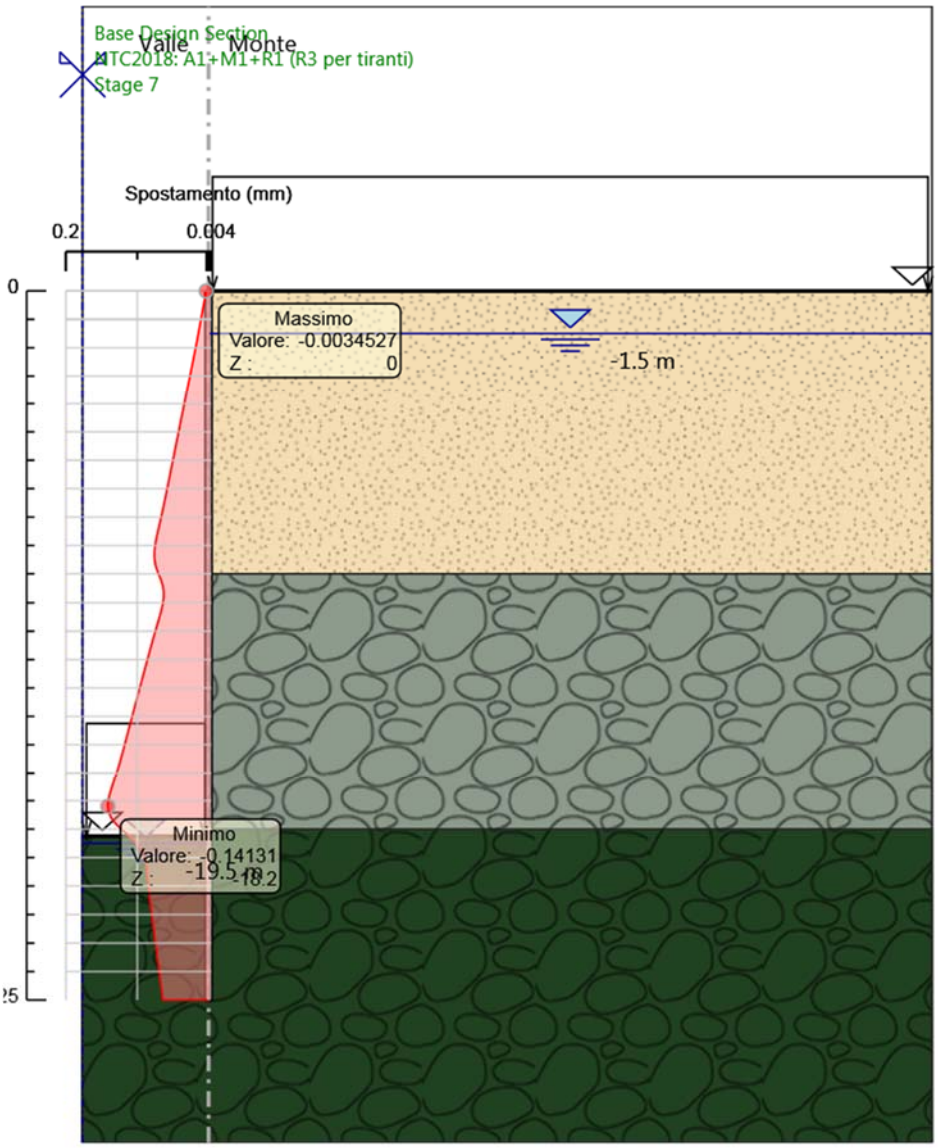
Risultati Elementi parete (Beam)

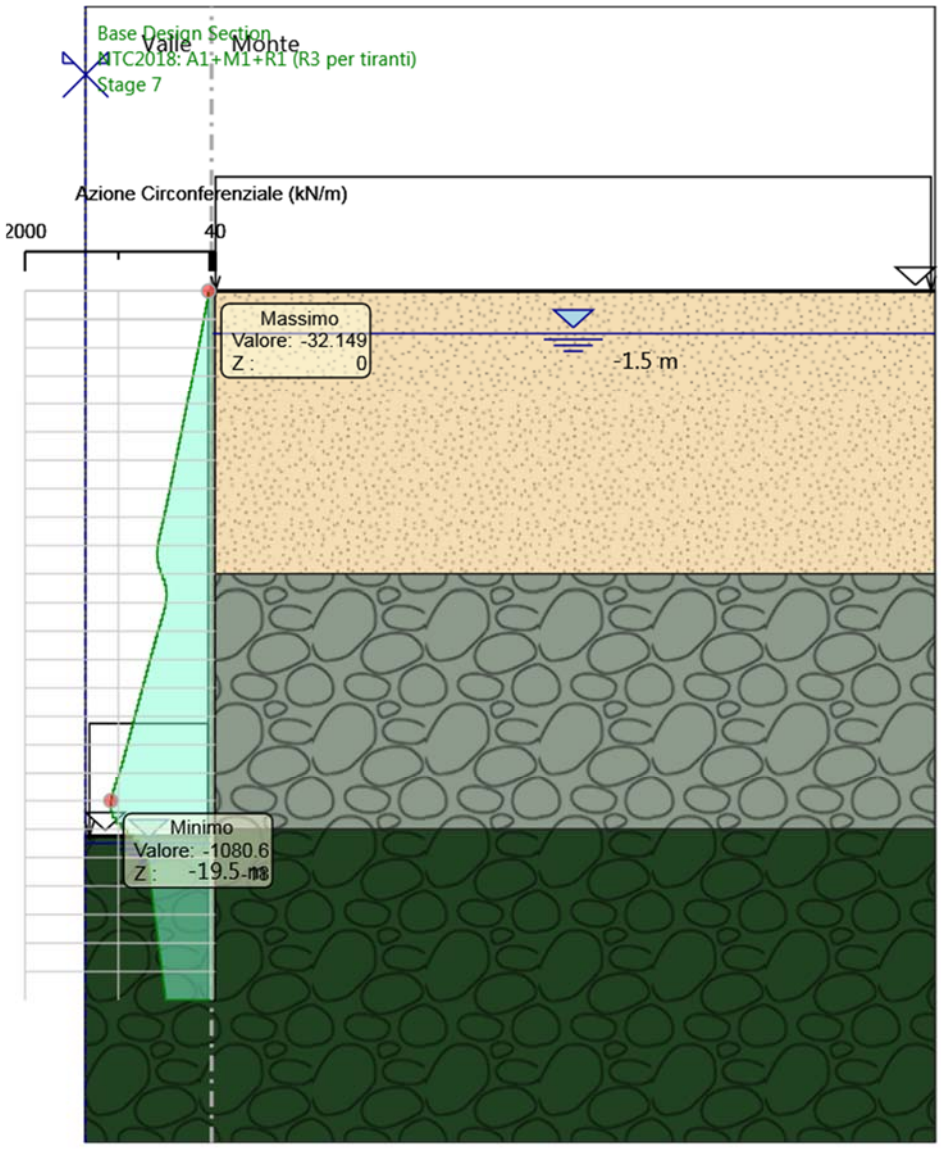
Parete destra Max. momento (assoluto) [kNm/m] 2.28 Z = -18.6 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
Max. taglio [kN/m] 7.34 Z = -19 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 6)
Max. azione circonferenziale [kN/m]
831.23 Z = -18.2 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
SteelWord: massimo sfruttamento in flessione 0.011
Z = -18.6 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
SteelWord: massimo sfruttamento a taglio 0.005 Z = -18.8 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 6)

GRAFICI SOLLECITAZIONI (MOMENTO, AZIONE CIRCONFERENZIALE) E SPOSTAMENTI RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 7 / STAGE 7)

SLU – COMBINAZIONE A1+M1+R1



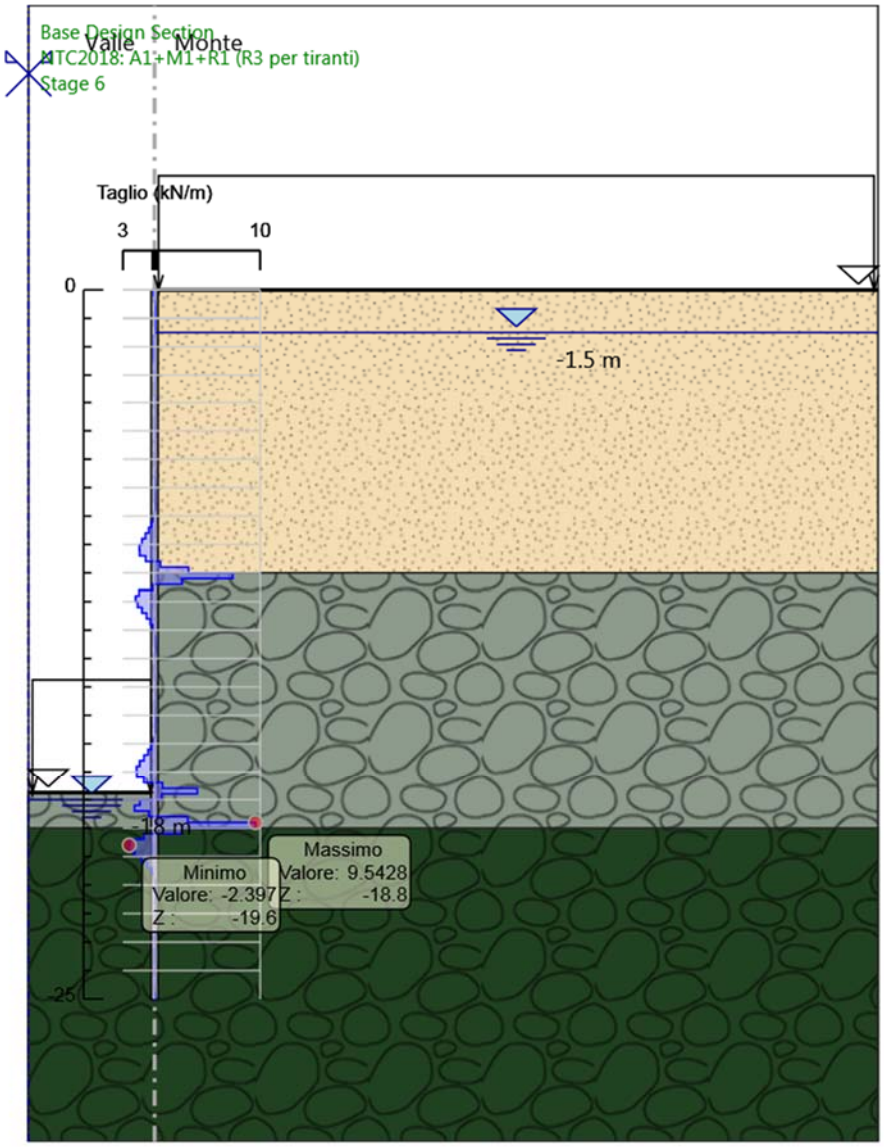

Base Design Section
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Stage 7
Valle
Monte
Spostamento (mm)
0.2
0.004
0
Massimo
Valore: -0.0034527
Z : 0
-1.5 m
Minimo
Valore: -0.14131
Z : -19.5 m
-18.2


Base Design Section
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Stage 7
Valle
Monte
Azione Circonferenziale (kN/m)
2000
40
Massimo
Valore: -32.149
Z : 0
-1.5 m
Minimo
Valore: -1080.6
Z : -19.5 m

GRAFICI SOLLECITAZIONI (TAGLIO)

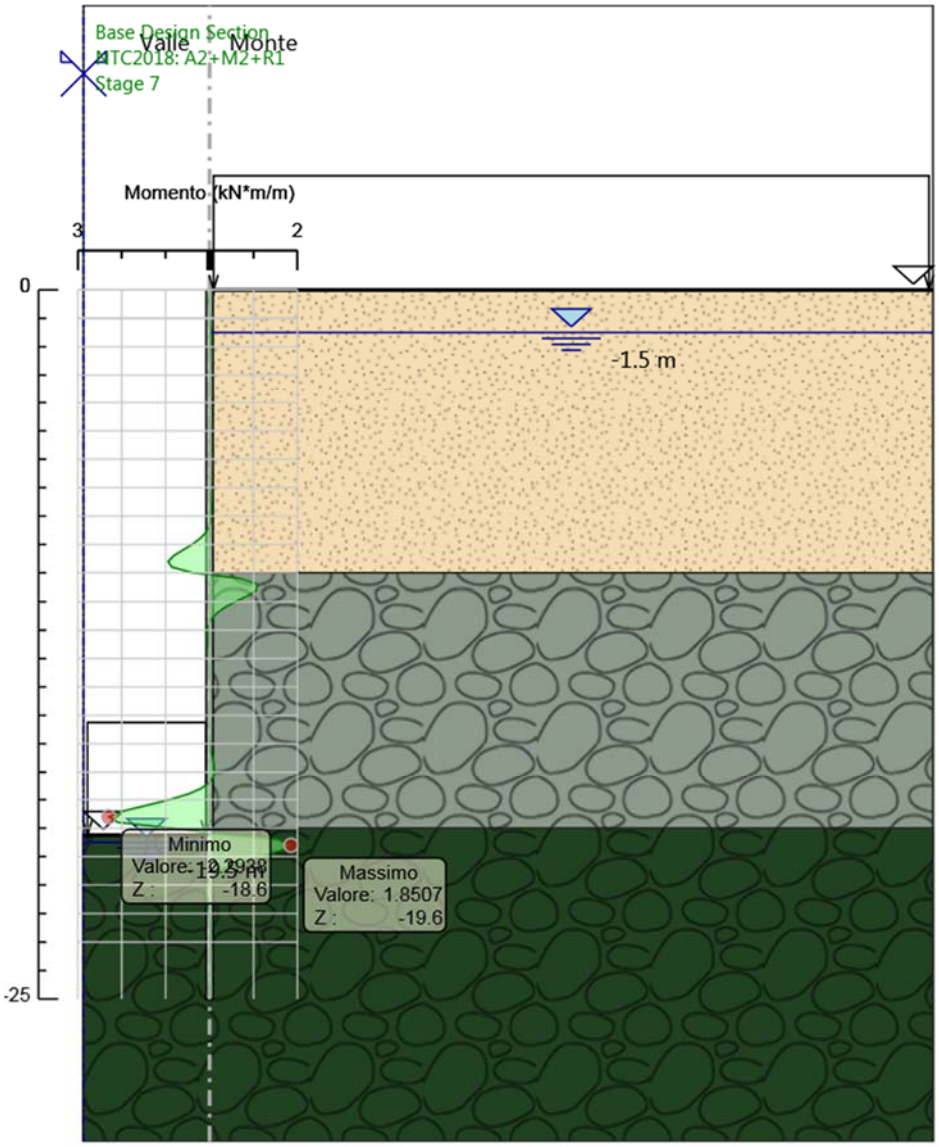
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 6 / STAGE 6)

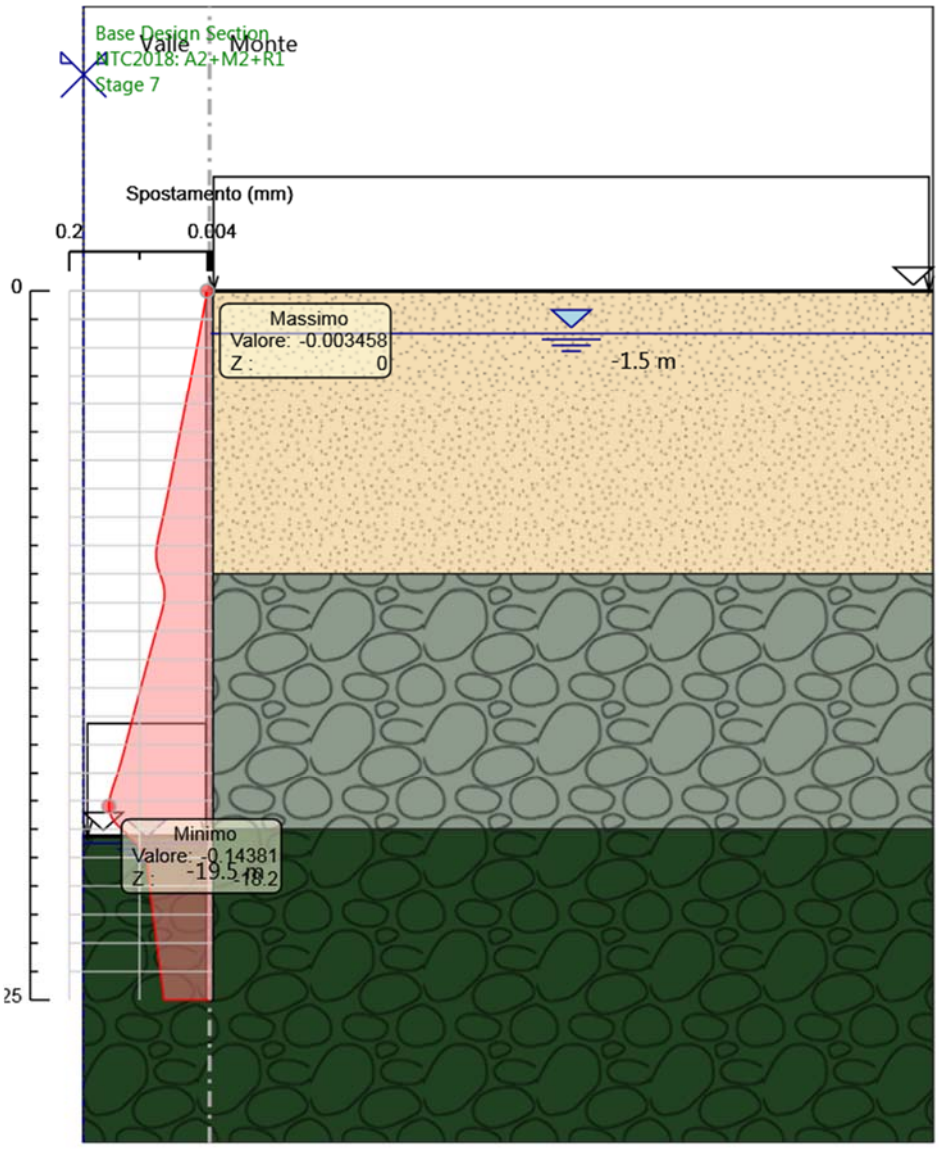
SLU – COMBINAZIONE A1+M1+R1

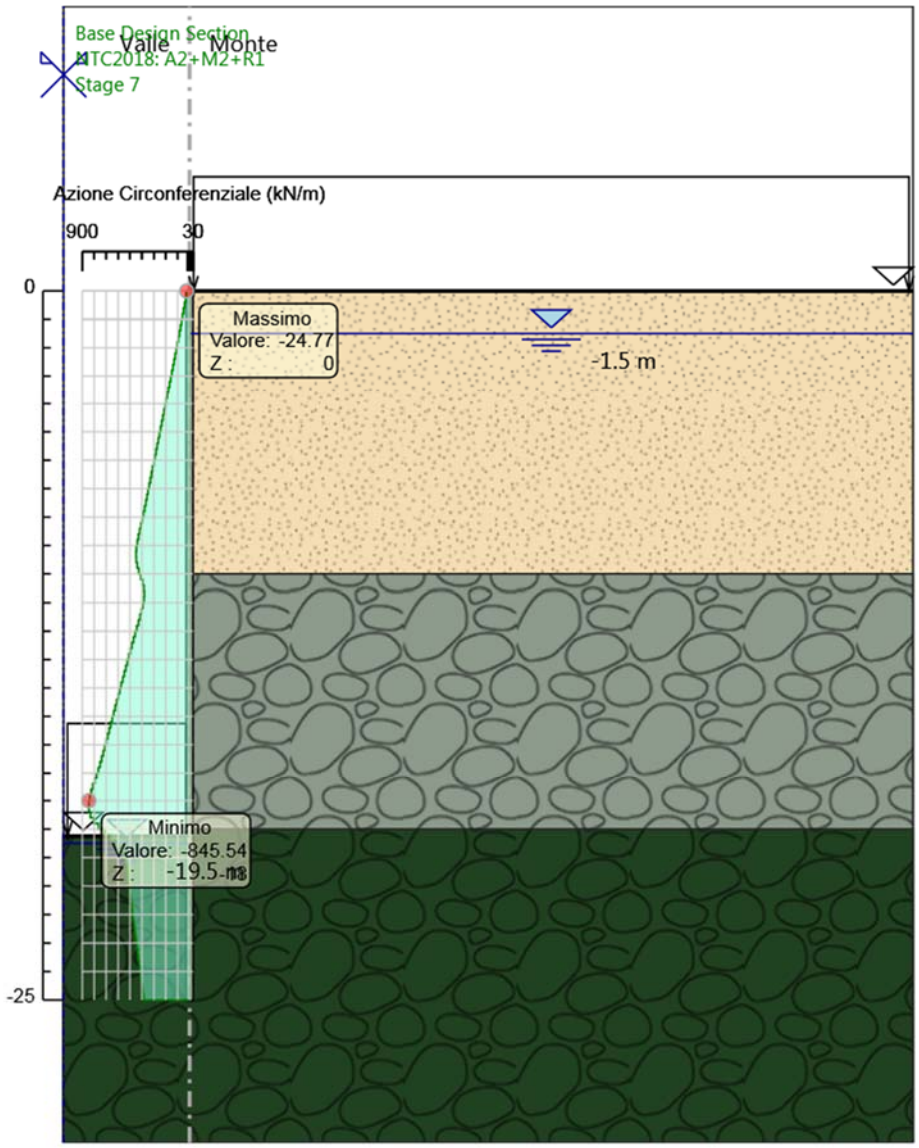


GRAFICI SOLLECITAZIONI (MOMENTO, AZIONE CIRCONFERENZIALE) E SPOSTAMENTI RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 7 / STAGE 7)

SLU – COMBINAZIONE A2+M2+R1



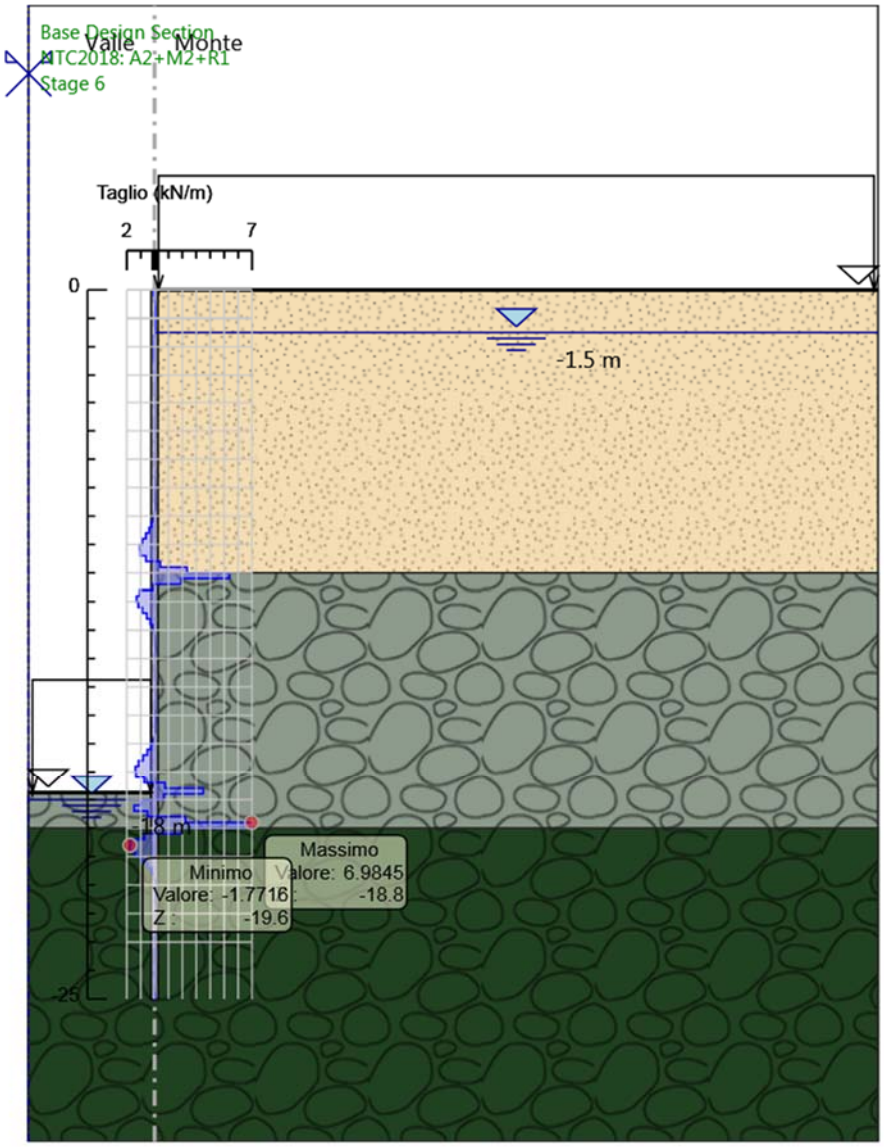

Base Design Section
NTC2018: A2+M2+R1
Stage 7
Valle
Monte
Spostamento (mm)
0.2
0.004
0
Massimo
Valore: -0.003458
Z : 0
-1.5 m
Minimo
Valore: -0.14381
Z : -19.5 m
-18.2
25


Base Design Section
NTC2018: A2+M2+R1
Stage 7
Valle
Monte
Azione Circonferenziale (kN/m)
900
30
0
Massimo
Valore: -24.77
Z : 0
-1.5 m
Minimo
Valore: -845.54
Z : -19.5 m
-25

GRAFICI SOLLECITAZIONI (TAGLIO)

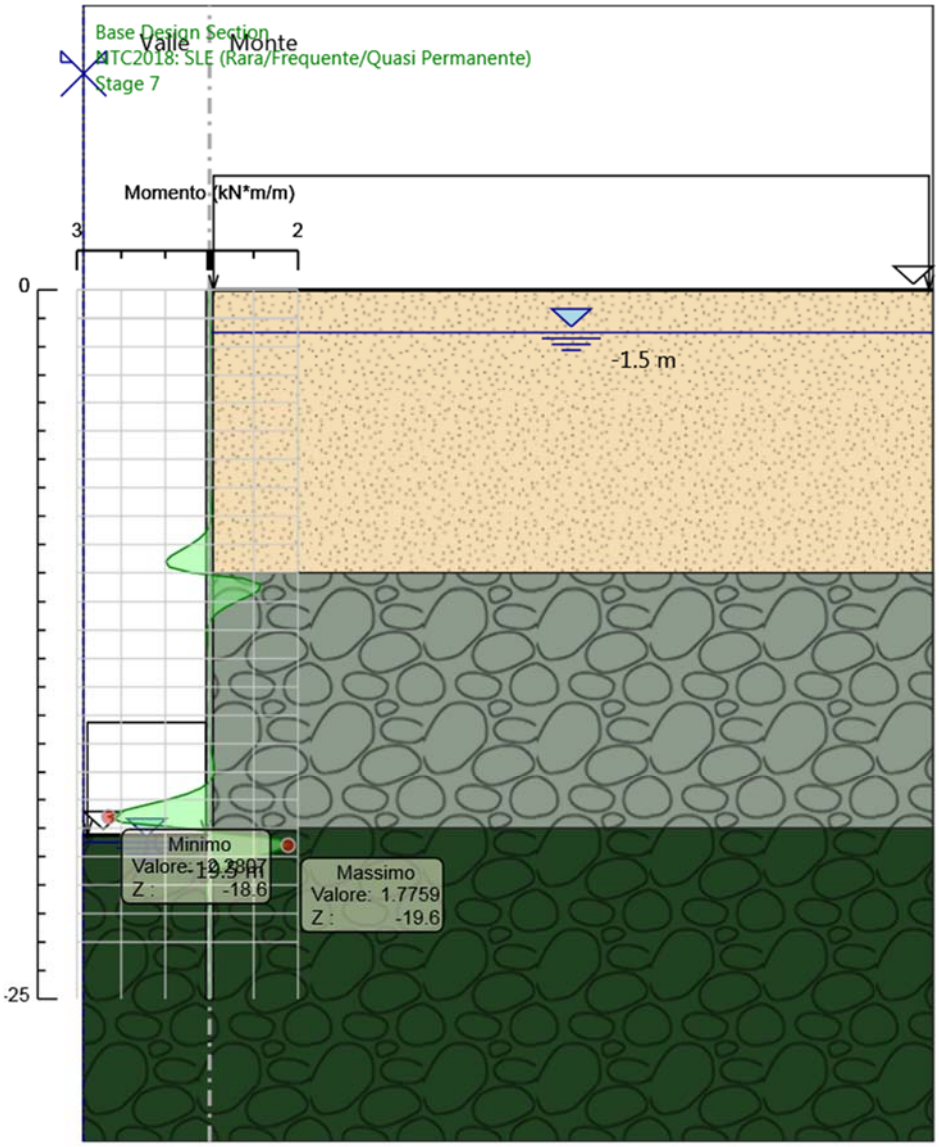
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 6 / STAGE 6)

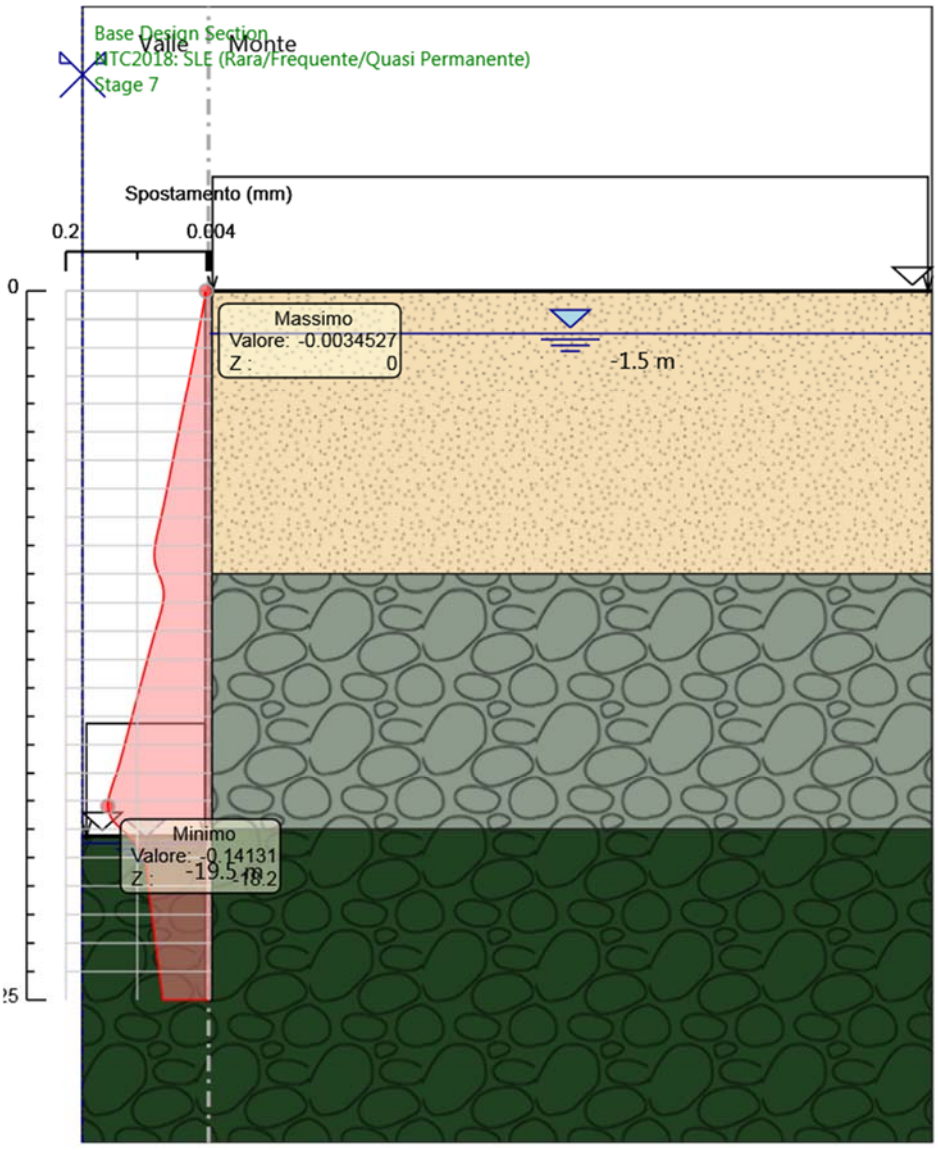
SLU – COMBINAZIONE A2+M2+R1

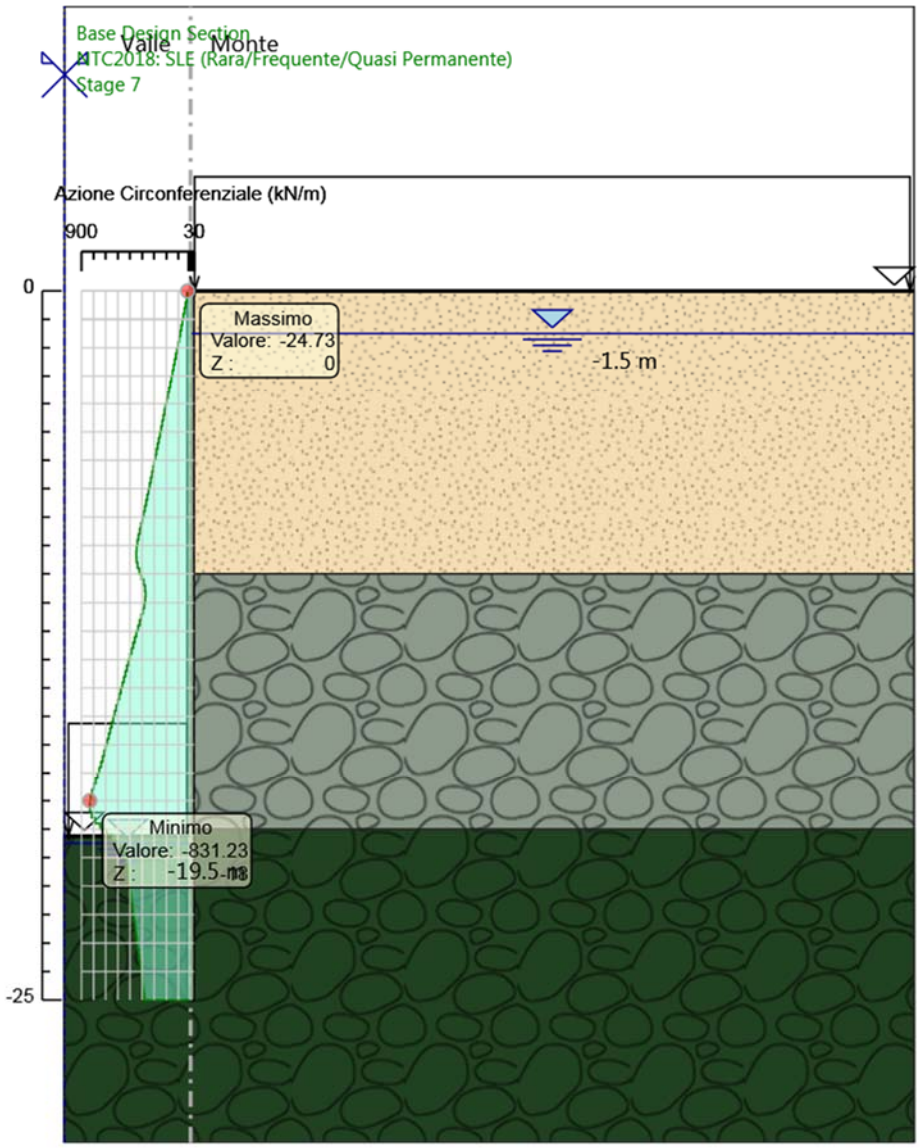


GRAFICI SOLLECITAZIONI (MOMENTO E AZIONE CIRCONFERENZIALE) E SPOSTAMENTI RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 7 / STAGE 7)

SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)



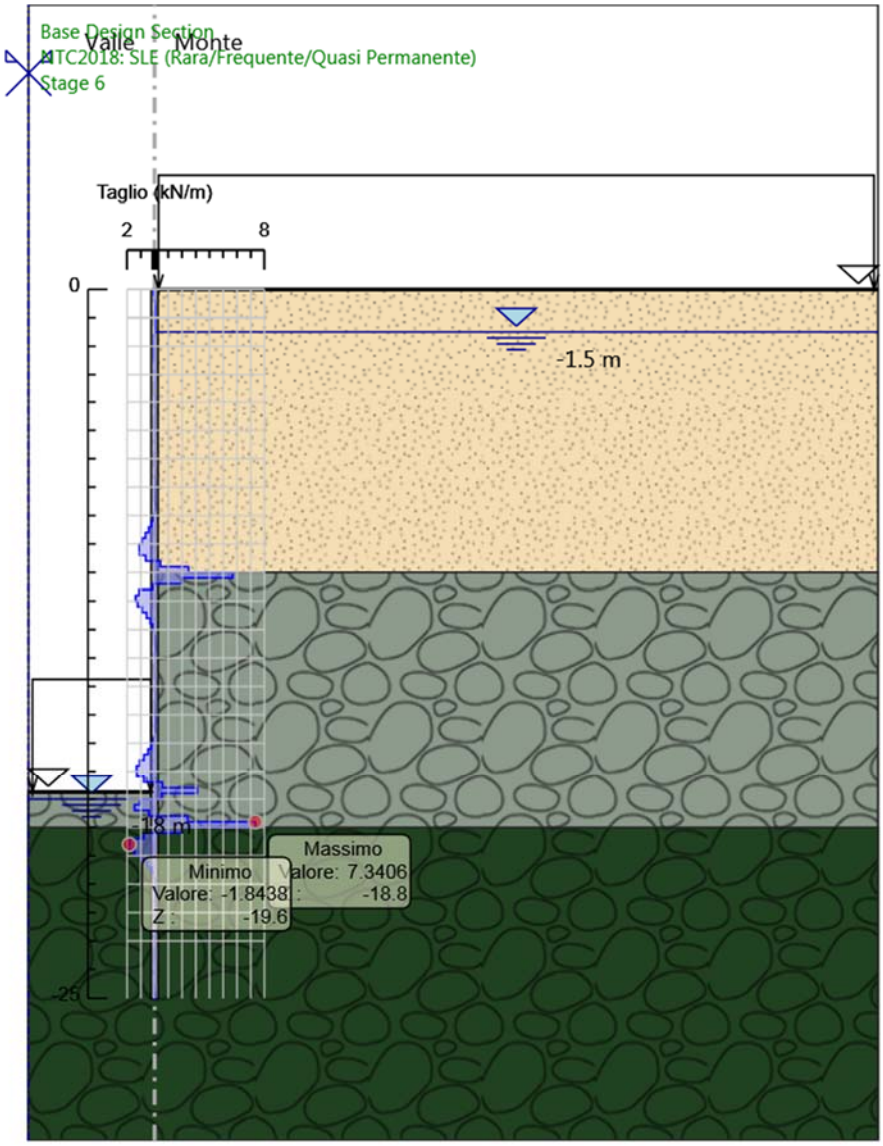

Base Design Section
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
Stage 7
Valle
Monte
Spostamento (mm)
0.2
0.004
0
Massimo
Valore: -0.0034527
Z : 0
-1.5 m
Minimo
Valore: -0.14131
Z : -19.5 m
-18.2


Base Design Section
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
Stage 7
Valle
Monte
Azione Circonferenziale (kN/m)
900
30
0
Massimo
Valore: -24.73
Z : 0
-1.5 m
Minimo
Valore: -831.23
Z : -19.5 m
-25

GRAFICI SOLLECITAZIONI (TAGLIO)

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 6 / STAGE 6)

SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)



VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A MOMENTO FLETTENTE

Z (m)	**TASSO DI SFRUTTAMENTO A MOMENTO**	**VERIFICATO**
-18,6	0,015	SI

VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A TAGLIO

Z (m)	**TASSO DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO**	**VERIFICATO**
-18,8	0,007	SI

Per contrastare le azioni circonferenziali sono state inserite 2 file di travi longitudinali di contrasto HE180A rispettivamente a quota assoluta 559 m, 555,5 m, 552 m e 548,5 m s.l.m.. Alla quota 545 m s.l.m. sono state inserite 3 file di HE180A in via precauzionale a causa della maggiore azione assiale.

Vengono riportate le verifiche a stabilità a carico di punta intorno all'asse y-y e all'asse z-z per le travi longitudinali prendendo in considerazione la combinazione di sollecitazioni più gravosa (A1+M1+R1) per le azioni circonferenziali ottenute dal codice di calcolo.

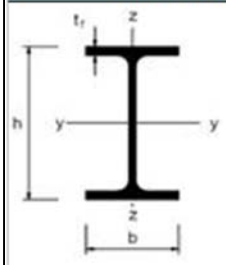
L'azione circonferenziale è ripartita tra il numero di file di travi longitudinali presenti. Le travi sono considerate incastrate agli estremi e dunque la lunghezza libera d'inflessione è stata considerata pari a 4 m, ovvero la metà della lunghezza della trave.

Tutte le verifiche geotecniche e strutturali della paratia e dei relativi elementi di rinforzo possono essere ritenute soddisfatte, con valori di spostamento in esercizio (<0,005 H ≈ 10 cm) e valori di sollecitazione in esercizio e a stato limite ultimo ammissibili e compatibili con l'uso e la funzionalità cantieristica dell'opera.

- Quota 559 m s.l.m. e azione circonferenziale pari a 170 kN

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta

(Instabilità attorno all'asse y-y)



$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \le 1,0 \qquad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

NEd = azione di compressione di calcolo
Nb,Rd = resistenza all'instabilità nell'asta compressa
χ = coefficiente che dipende dl tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato
A= area lorda della sezione
fyk = tensione caratteristica a snervamento
γM1= coefficiente di sicurezza
Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante	N =	90 [kN]	
Caratteristiche del profilo	HE 180 A	L_{cr} [m] =	4.00
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2		

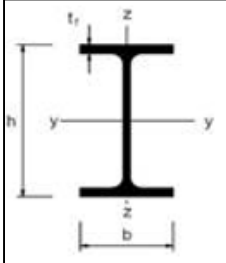
OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)

N_{Ed} =	90.00 [kN]	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$ =	0.08	Verifica soddisfatta
$N_{b,Rd}$ =	1196.58 [kN]			

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta

(Instabilità attorno all'asse z-z)



$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \le 1,0 \qquad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

NEd = azione di compressione di calcolo
Nb,Rd = resistenza all'instabilità nell'asta compressa
χ = coefficiente che dipende dl tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato
A= area lorda della sezione
fyk = tensione caratteristica a snervamento
γM1= coefficiente di sicurezza
Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante	N =	90 [kN]	
Caratteristiche del profilo	HE 180 A	L_{cr} [m] =	4.00
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2		

OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)

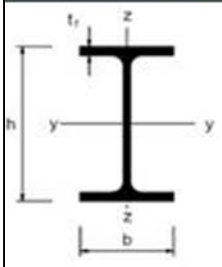
N_{Ed} =	90.00 [kN]	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$ =	0.13	Verifica soddisfatta
$N_{b,Rd}$ =	694.77 [kN]			

La verifica risulta soddisfatta per entrambi gli assi principali di riferimento.

Quota a 555,5 m s.l.m. e azione circonferenziale pari a 380 kN

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta

(Instabilità attorno all'asse y-y)



$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \le 1{,}0 \qquad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

NEd = azione di compressione di calcolo
Nb,Rd = resistenza all'instabilità nell'asta compressa
χ = coefficiente che dipende dl tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato
A= area lorda della sezione
fyk = tensione caratteristica a snervamento
γM1= coefficiente di sicurezza
Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante	N =	190	[kN]
Caratteristiche del profilo	HE 180 A	L_{cr} [m] =	4.00
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2		

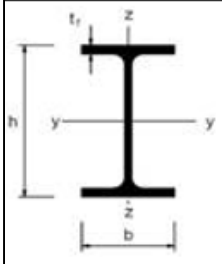
OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)

N_{Ed} =	190.00 [kN]	N_{Ed} / $N_{b,Rd}$ =	0.16	Verifica soddisfatta
$N_{b,Rd}$ =	1196.58 [kN]			

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta

(Instabilità attorno all'asse z-z)



$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \le 1{,}0 \qquad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

NEd = azione di compressione di calcolo
Nb,Rd = resistenza all'instabilità nell'asta compressa
χ = coefficiente che dipende dl tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato
A= area lorda della sezione
fyk = tensione caratteristica a snervamento
γM1= coefficiente di sicurezza
Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante	N =	190	[kN]
Caratteristiche del profilo	HE 180 A	L_{cr} [m] =	4.00
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2		

OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)

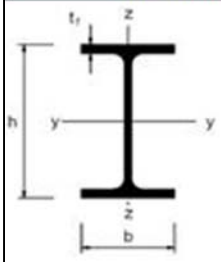
N_{Ed} =	190.00 [kN]	N_{Ed} / $N_{b,Rd}$ =	0.27	Verifica soddisfatta
$N_{b,Rd}$ =	694.77 [kN]			

La verifica risulta soddisfatta per entrambi gli assi principali di riferimento.

Quota 552 m s.l.m. e azione circonferenziale pari a 580 kN

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta

(Instabilità attorno all'asse y-y)



$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \le 1,0 \qquad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

NEd = azione di compressione di calcolo
Nb,Rd = resistenza all'instabilità nell'asta compressa
χ = coefficiente che dipende dl tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato
A= area lorda della sezione
fyk = tensione caratteristica a snervamento
γM1= coefficiente di sicurezza
Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante	N =	290 [kN]	
Caratteristiche del profilo	HE 180 A	L_{cr} [m] =	4.00
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2		

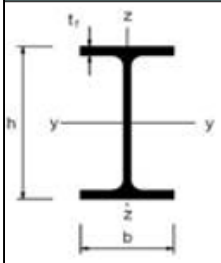
OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)

N_{Ed} =	300.00 [kN]	N_{Ed} / $N_{b,Rd}$ =	0.25	Verifica soddisfatta
$N_{b,Rd}$ =	1196.58 [kN]			

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta

(Instabilità attorno all'asse z-z)



$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \le 1,0 \qquad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

NEd = azione di compressione di calcolo
Nb,Rd = resistenza all'instabilità nell'asta compressa
χ = coefficiente che dipende dl tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato
A= area lorda della sezione
fyk = tensione caratteristica a snervamento
γM1= coefficiente di sicurezza
Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante	N =	290 [kN]	
Caratteristiche del profilo	HE 180 A	L_{cr} [m] =	4.00
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2		

OUTPUT

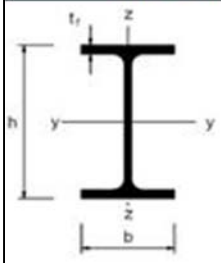
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)

N_{Ed} =	290.00 [kN]	N_{Ed} / $N_{b,Rd}$ =	0.42	Verifica soddisfatta
$N_{b,Rd}$ =	694.77 [kN]			

La verifica risulta soddisfatta per entrambi gli assi principali di riferimento.

- Quota 548,5 m s.l.m. e azione circonferenziale pari a 660 kN

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta



(Instabilità attorno all'asse y-y)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \le 1{,}0 \qquad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

NEd = azione di compressione di calcolo
Nb,Rd = resistenza all'instabilità nell'asta compressa
χ = coefficiente che dipende dl tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato
A= area lorda della sezione
fyk = tensione caratteristica a snervamento
γM1= coefficiente di sicurezza
Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3

INPUT

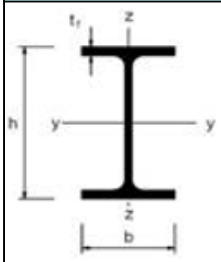
Definizione dell'azione sollecitante	N =	330 [kN]	
Caratteristiche del profilo	HE 180 A	L_{cr} [m] =	4.00
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2		

OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)

N_{Ed} =	330.00 [kN]	N_{Ed} / $N_{b,Rd}$ =	0.28	Verifica soddisfatta
$N_{b,Rd}$ =	1196.58 [kN]			

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta



(Instabilità attorno all'asse z-z)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \le 1{,}0 \qquad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

NEd = azione di compressione di calcolo
Nb,Rd = resistenza all'instabilità nell'asta compressa
χ = coefficiente che dipende dl tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato
A= area lorda della sezione
fyk = tensione caratteristica a snervamento
γM1= coefficiente di sicurezza
Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante	N =	330 [kN]	
Caratteristiche del profilo	HE 180 A	L_{cr} [m] =	4.00
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2		

OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)

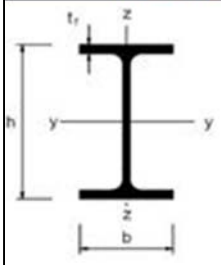
N_{Ed} =	330.00 [kN]	N_{Ed} / $N_{b,Rd}$ =	0.47	Verifica soddisfatta
$N_{b,Rd}$ =	694.77 [kN]			

La verifica risulta soddisfatta per entrambi gli assi principali di riferimento.

- Quota 545 m s.l.m. e azione circonferenziale pari a 1100 kN

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta

(Instabilità attorno all'asse y-y)



$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \qquad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

NEd = azione di compressione di calcolo
Nb,Rd = resistenza all'instabilità nell'asta compressa
χ = coefficiente che dipende dl tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato
A= area lorda della sezione
fyk = tensione caratteristica a snervamento
γM1= coefficiente di sicurezza
Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante	N =	370 [kN]	
Caratteristiche del profilo	HE 180 A	L_{cr} [m] =	4.00
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2		

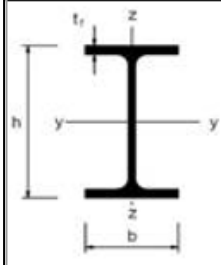
OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)

N_{Ed} =	370.00 [kN]	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$ =	0.31	Verifica soddisfatta
$N_{b,Rd}$ =	1196.58 [kN]			

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta

(Instabilità attorno all'asse z-z)



$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \qquad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

NEd = azione di compressione di calcolo
Nb,Rd = resistenza all'instabilità nell'asta compressa
χ = coefficiente che dipende dl tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato
A= area lorda della sezione
fyk = tensione caratteristica a snervamento
γM1= coefficiente di sicurezza
Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante	N =	370 [kN]	
Caratteristiche del profilo	HE 180 A	L_{cr} [m] =	4.00
Classe dell'acciaio	S355JO - S355JR - S355J2		

OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)

N_{Ed} =	370.00 [kN]	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$ =	0.53	Verifica soddisfatta
$N_{b,Rd}$ =	694.77 [kN]			

La verifica risulta soddisfatta per entrambi gli assi principali di riferimento.

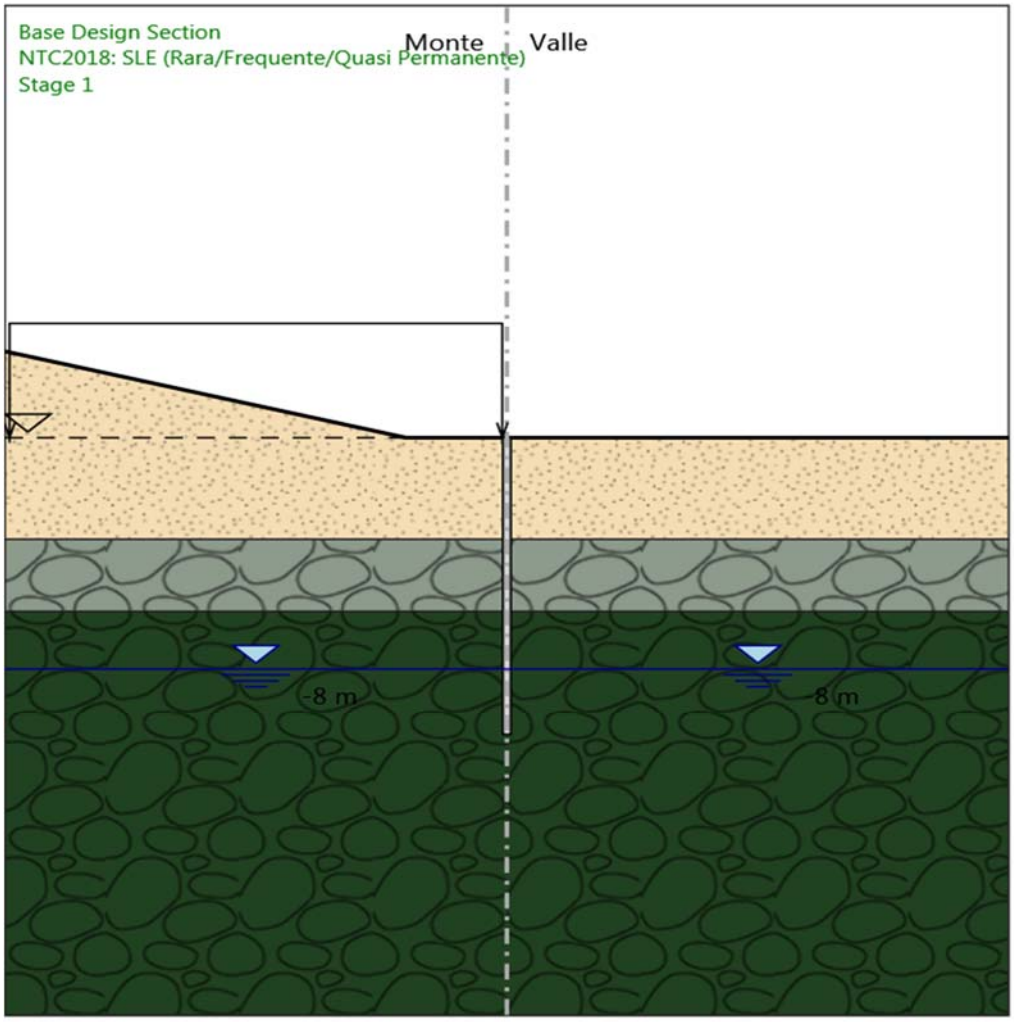
8.6.2 Paratia di sostegno scavo vasca di dissipazione scarico di fondo e cantiere microtunneling

Vengono riportati in tabella i valori dei parametri geotecnici considerati per le varie unità geotecniche e relative quote. Essendo un'opera provvisionale che penetra oltre l'Orizzonte II vengono utilizzati valori massimi e medi dei parametri geotecnici delle rispettive prime due unità geotecniche del terreno.

Strato di Terreno	**Quota relativa**	**Terreno**	**γ dry**	**γ sat**	**ø'**	**c'**	**E**
	m		**kN/m^3**	**kN/m^3**	**°**	**kPa**	**kPa**
1	0.0	Coltre superficiale e roccia alterata	19	20	32	10	30000
2	-3,5	Roccia fratturata	24	25	35	50	800000
3	-6	Roccia di base debolmente fratturata	26	26	42	130	2500000

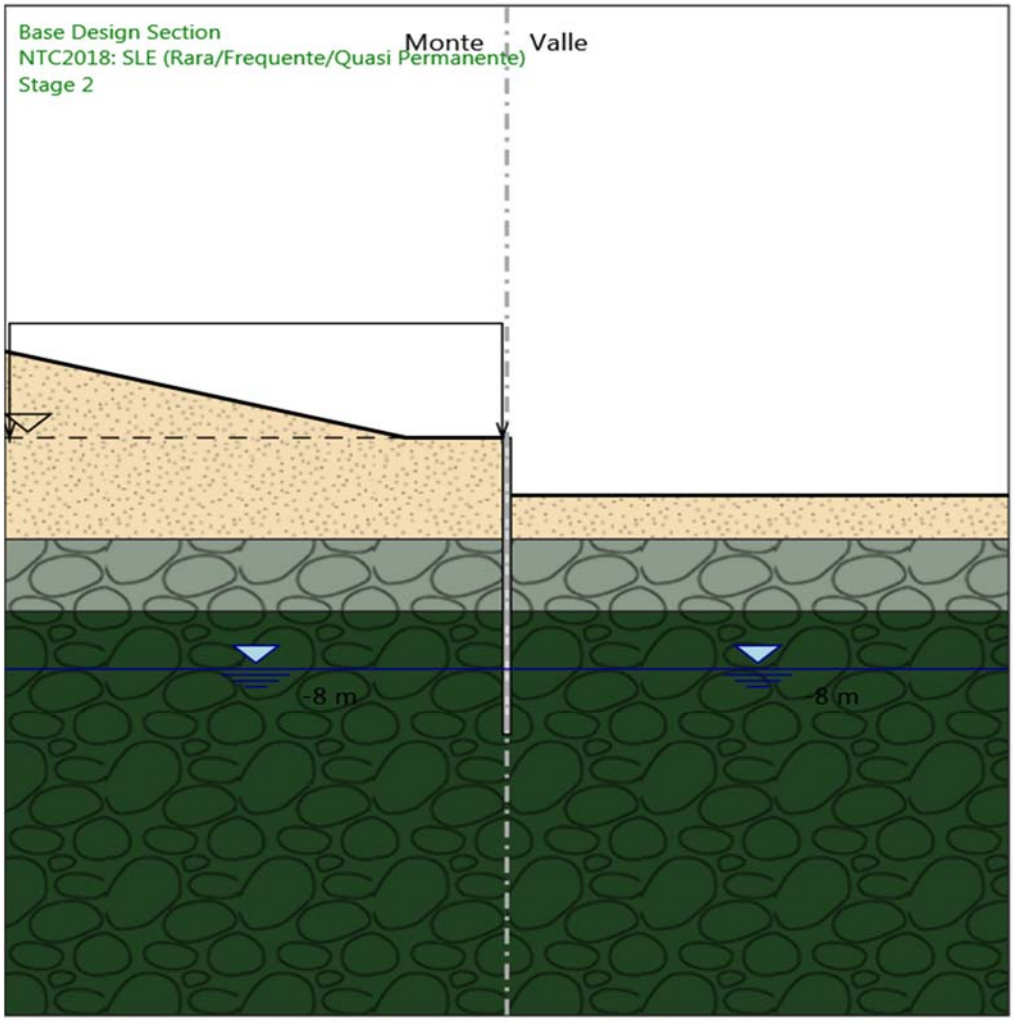
La quota assoluta di falda è stata cautelativamente assunta pari a 560,0 m s.l.m.

FASE 1 – condizione geostatica (+0,00)



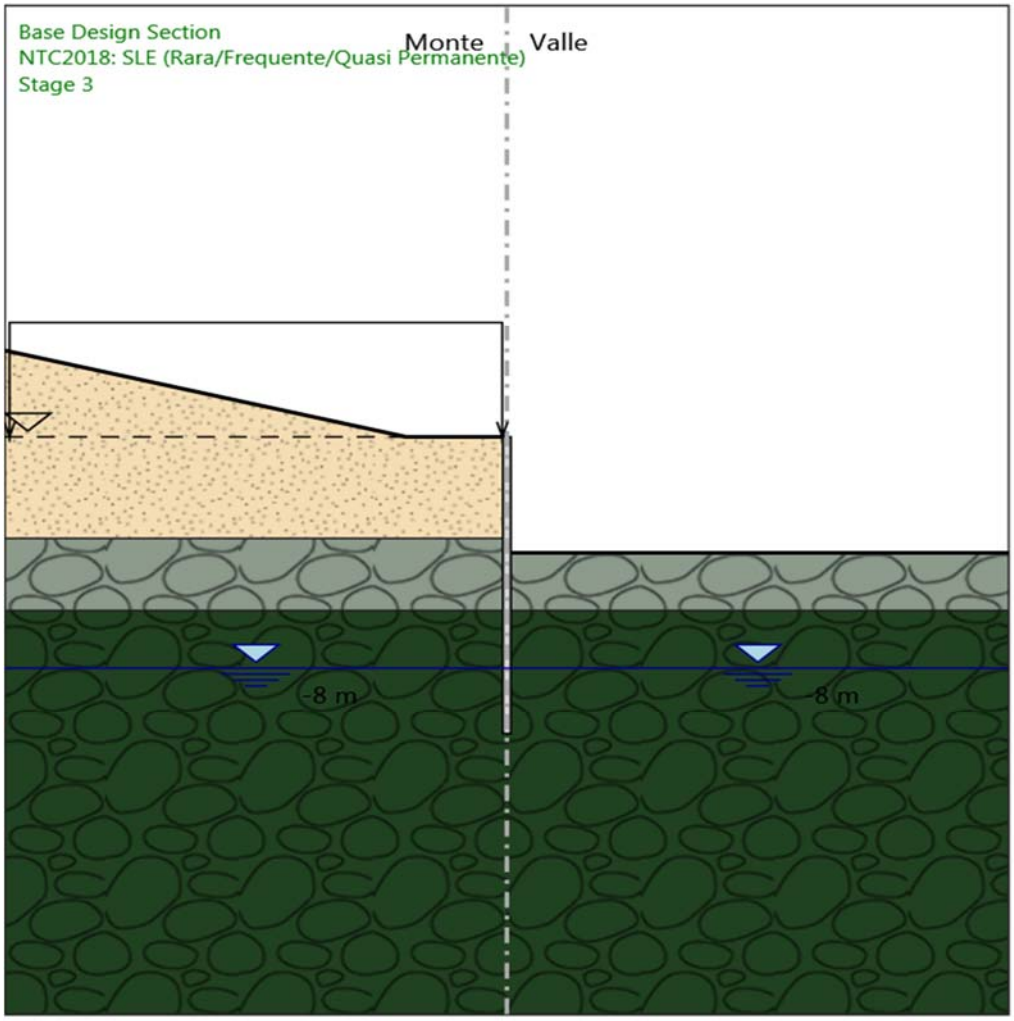
Descrizione attività ed operazioni esecutive: approntamento cantiere ed esecuzione paratie sino alla profondità prevista ed esecuzione trave di coronamento in c.c.a..

FASE 2 – scavo a quota relativa -2,0 m



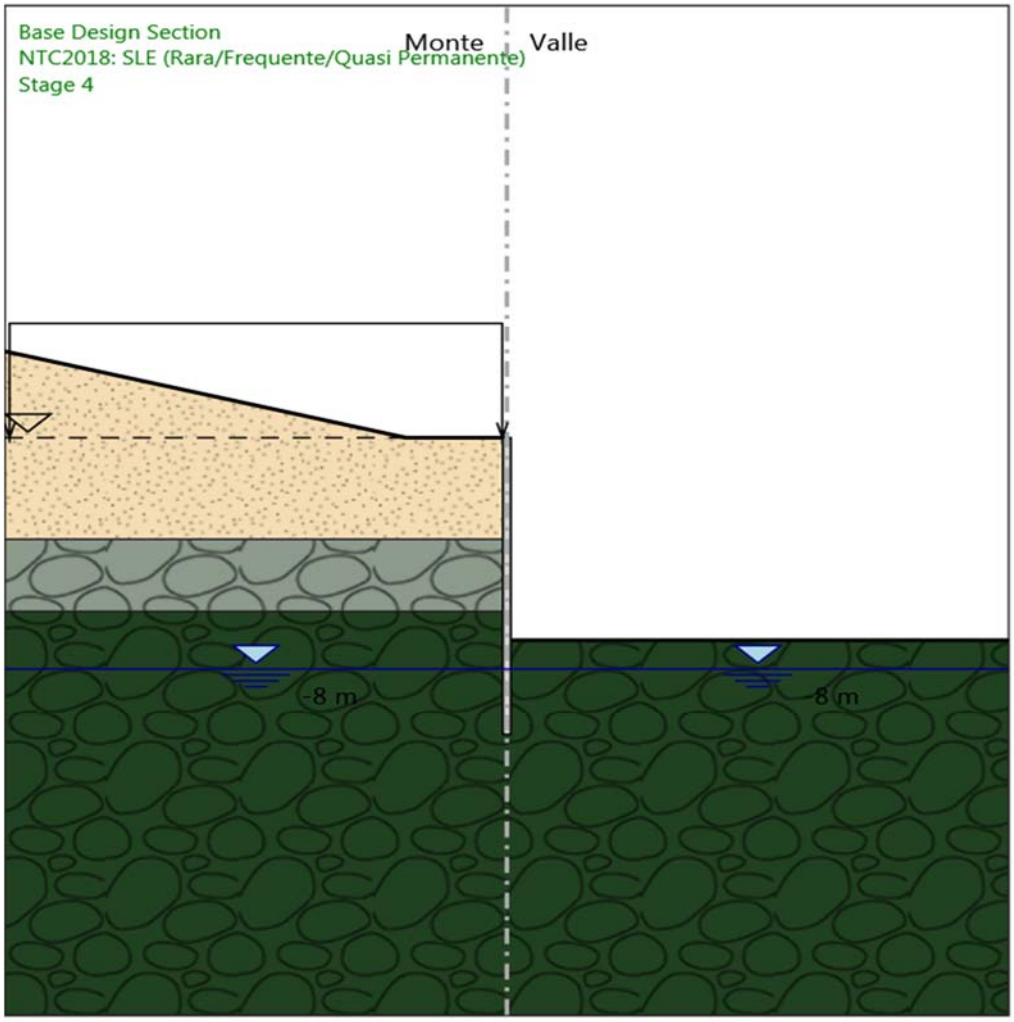
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -2,0 m da p.c.

FASE 3 – scavo a quota relativa -4,0 m



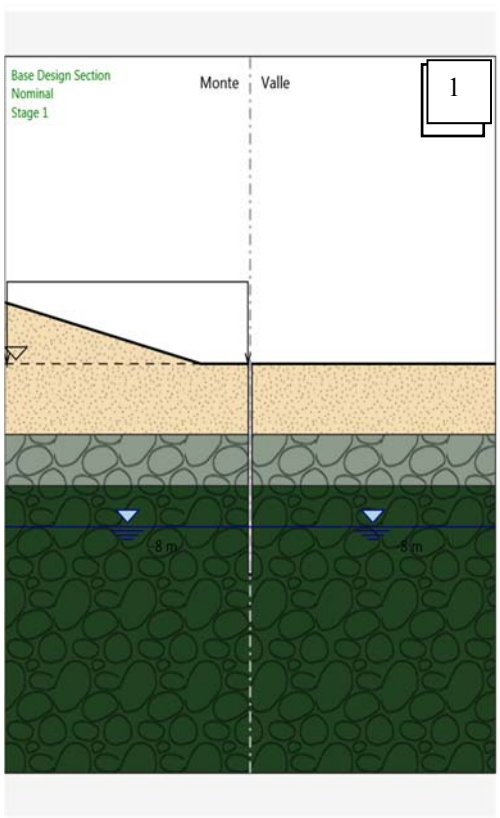
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -4,0 m da p.c..

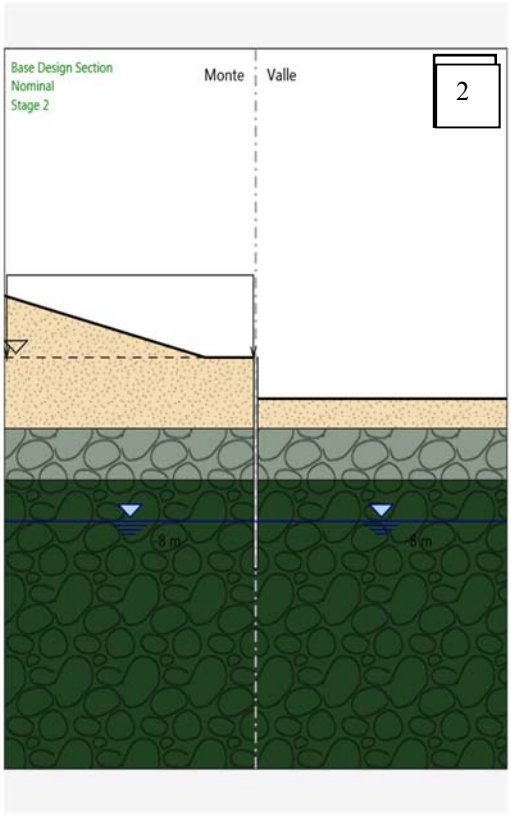
FASE 4 – scavo a quota relativa -7,0 m

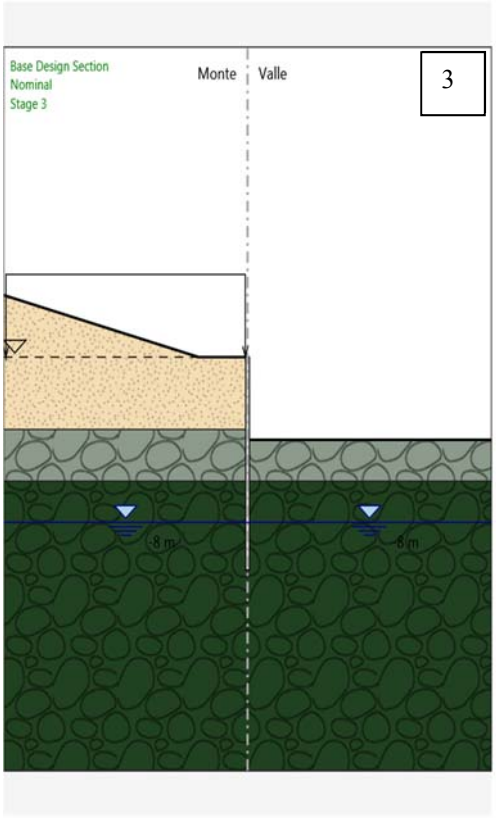


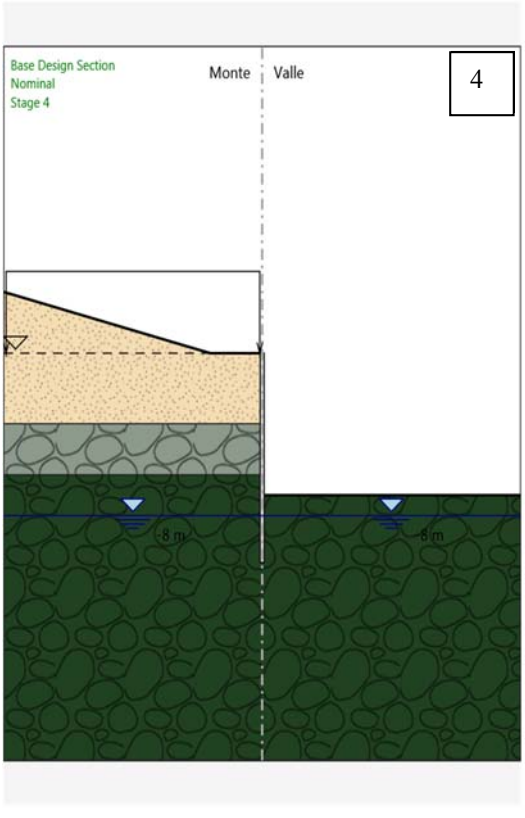
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -7,0 m da p.c..

RIEPILOGO FASI DI SCAVO









Riepilogo per la DA <NTC2018: A1+M1+R1>

Parete <Paratia sinistra>

Min. spostamento laterale [mm] -0.03 Z = -8 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)
Max. spostamento laterale [mm] 45.26 Z = 0 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.03 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.05 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 75.53 Z = -7.2 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)
Max. taglio [kN/m] 93.19 Z = -7.8 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)
SteelWord: massimo sfruttamento in flessione 0.482 Z = -7.2 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)
SteelWord: massimo sfruttamento a taglio 0.068 Z = -7.6 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)

Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1>

Parete <Paratia sinistra>

Min. spostamento laterale [mm] -0.12 Z = -8 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)
Max. spostamento laterale [mm] 93.91 Z = 0 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.04 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.11 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 118.12 Z = -7.2 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)
Max. taglio [kN/m] 138.02 Z = -7.8 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)
SteelWord: massimo sfruttamento in flessione 0.754 Z = -7.2 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)
SteelWord: massimo sfruttamento a taglio 0.101 Z = -7.6 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)

Riepilogo per la DA <NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>

Parete <Paratia sinistra>

Min. spostamento laterale [mm] -0.03 Z = -8 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)
Max. spostamento laterale [mm] 45.26 Z = 0 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.03 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.05 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)

Risultati Elementi parete (Beam)

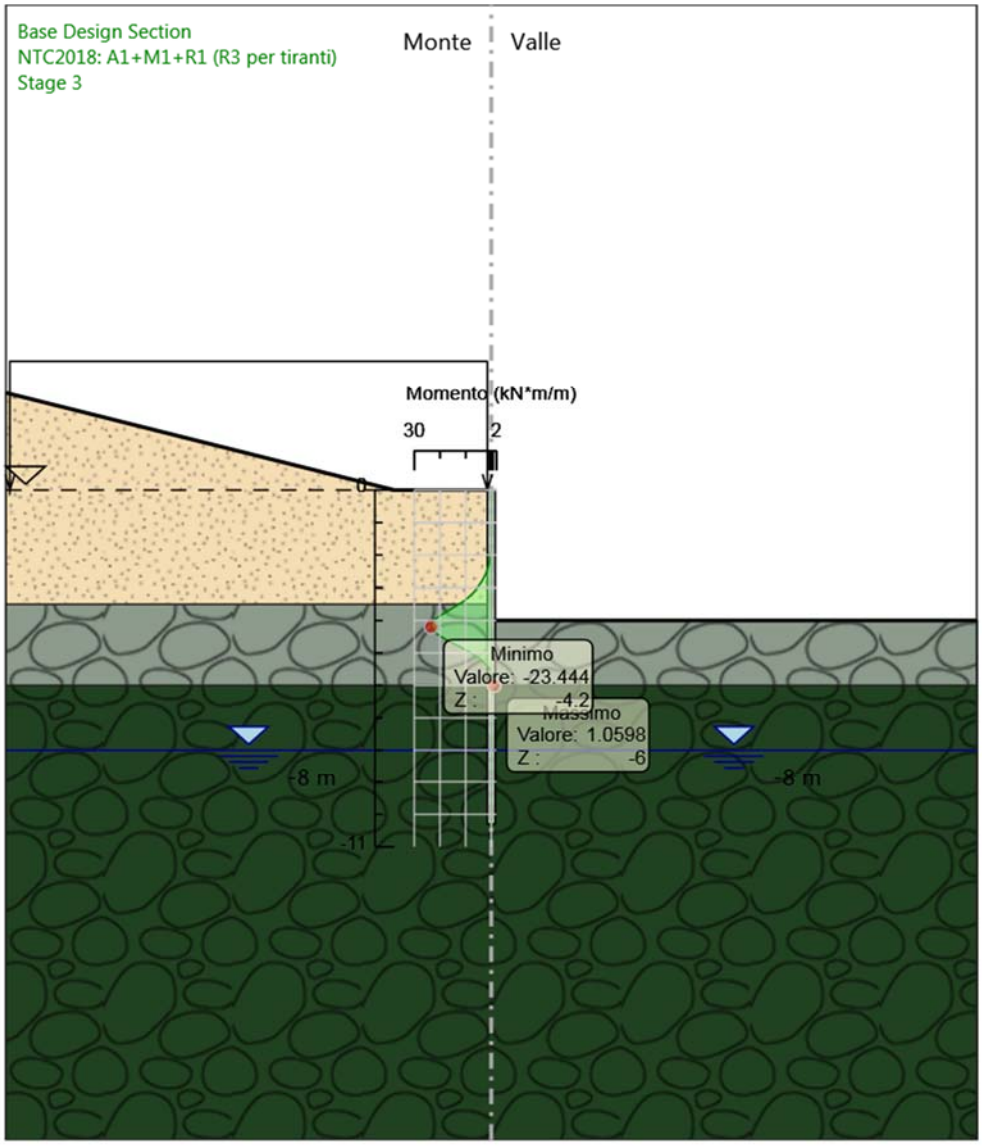
Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 58.1 Z = -7.2 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)
Max. taglio [kN/m] 71.69 Z = -7.8 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)
SteelWord: massimo sfruttamento in flessione 0.371 Z = -7.2 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)
SteelWord: massimo sfruttamento a taglio 0.052 Z = -7.6 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)

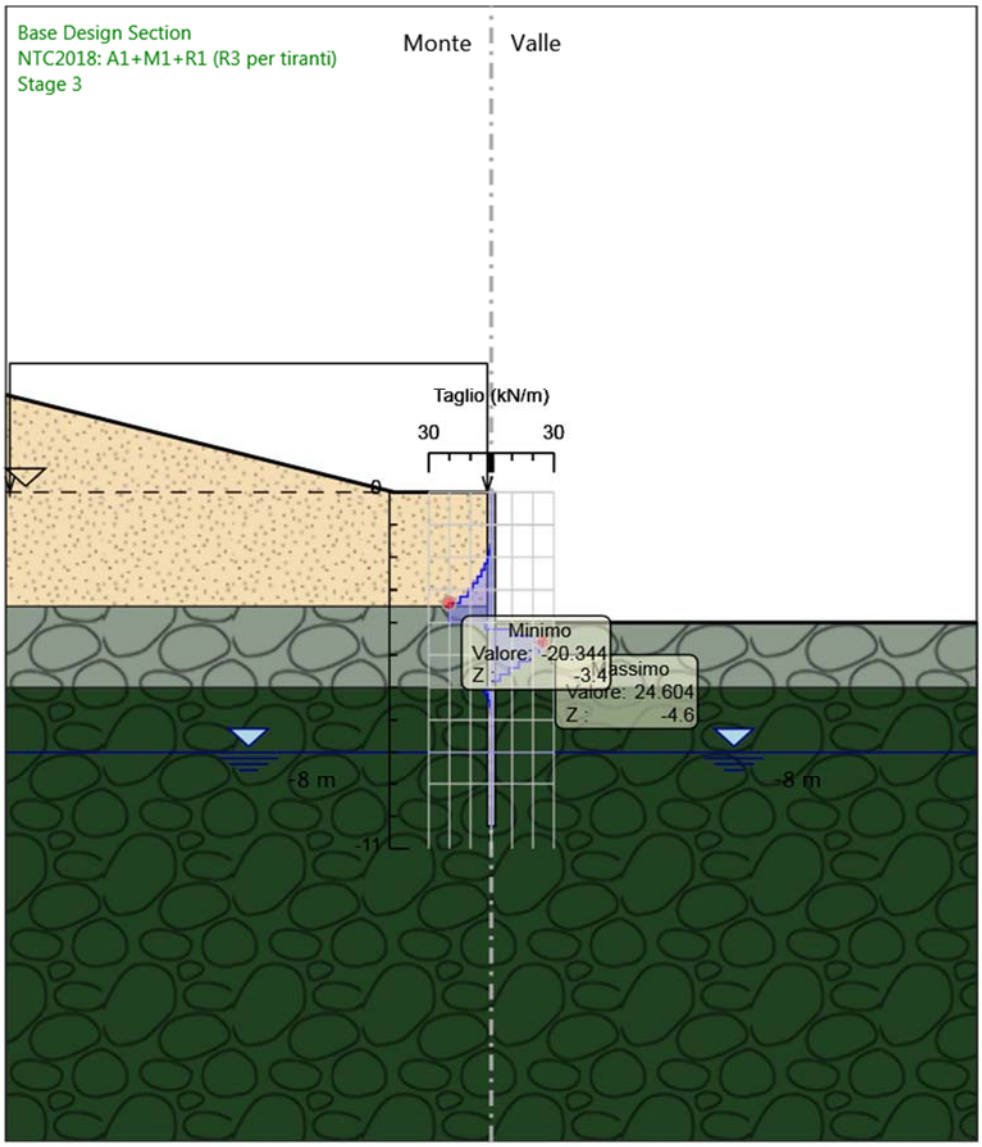
Verranno considerati i grafici delle sollecitazioni e spostamenti relativi non solo alla fase più gravosa (stage 4) ma anche quelli relativi alla fase 3 essendo una parte del cantiere caratterizzato da una quota di scavo di -4,0 m rispetto il p.c.. I primi grafici riguarderanno appunto quest'ultima configurazione.

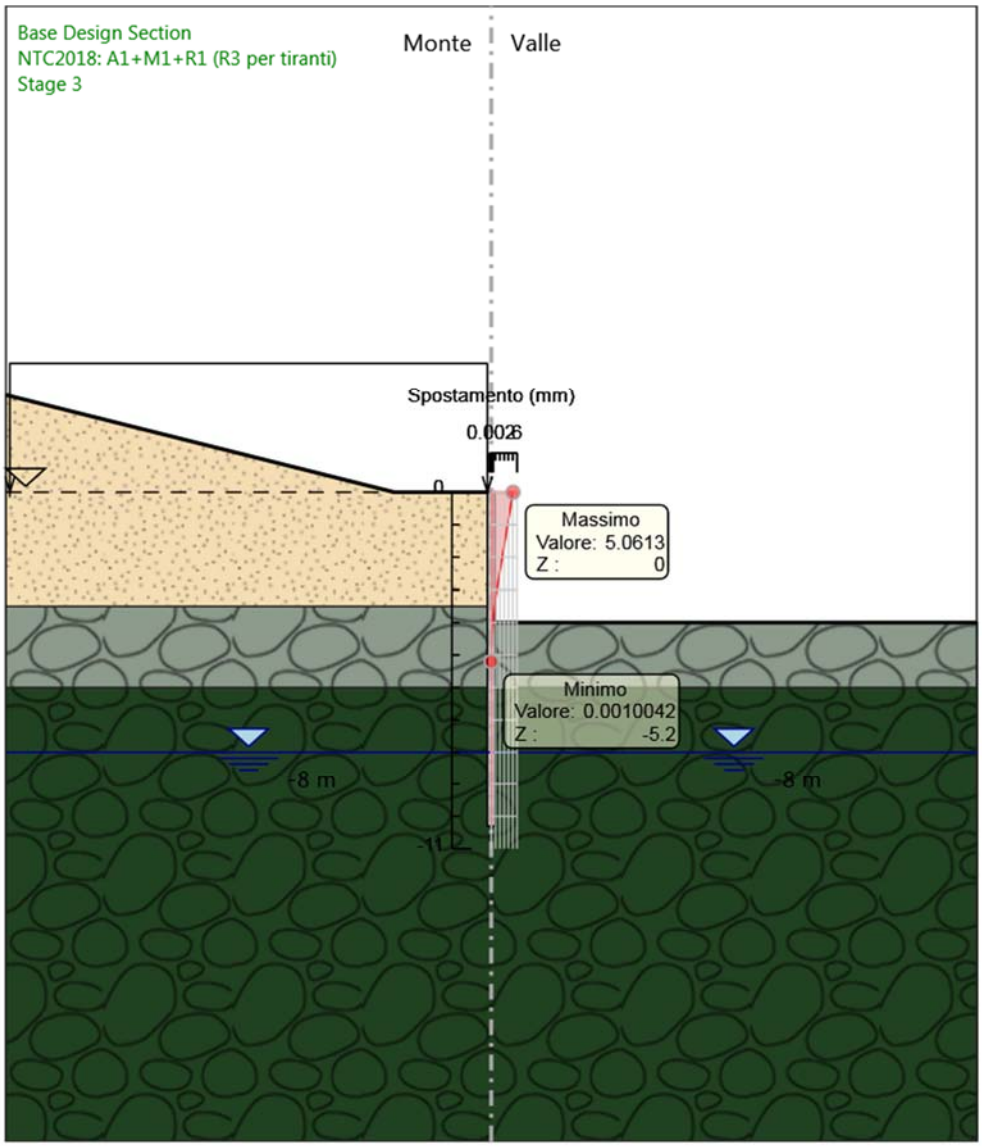
GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI

RELATIVI ALLA FASE 3

SLU – COMBINAZIONE A1+M1+R1



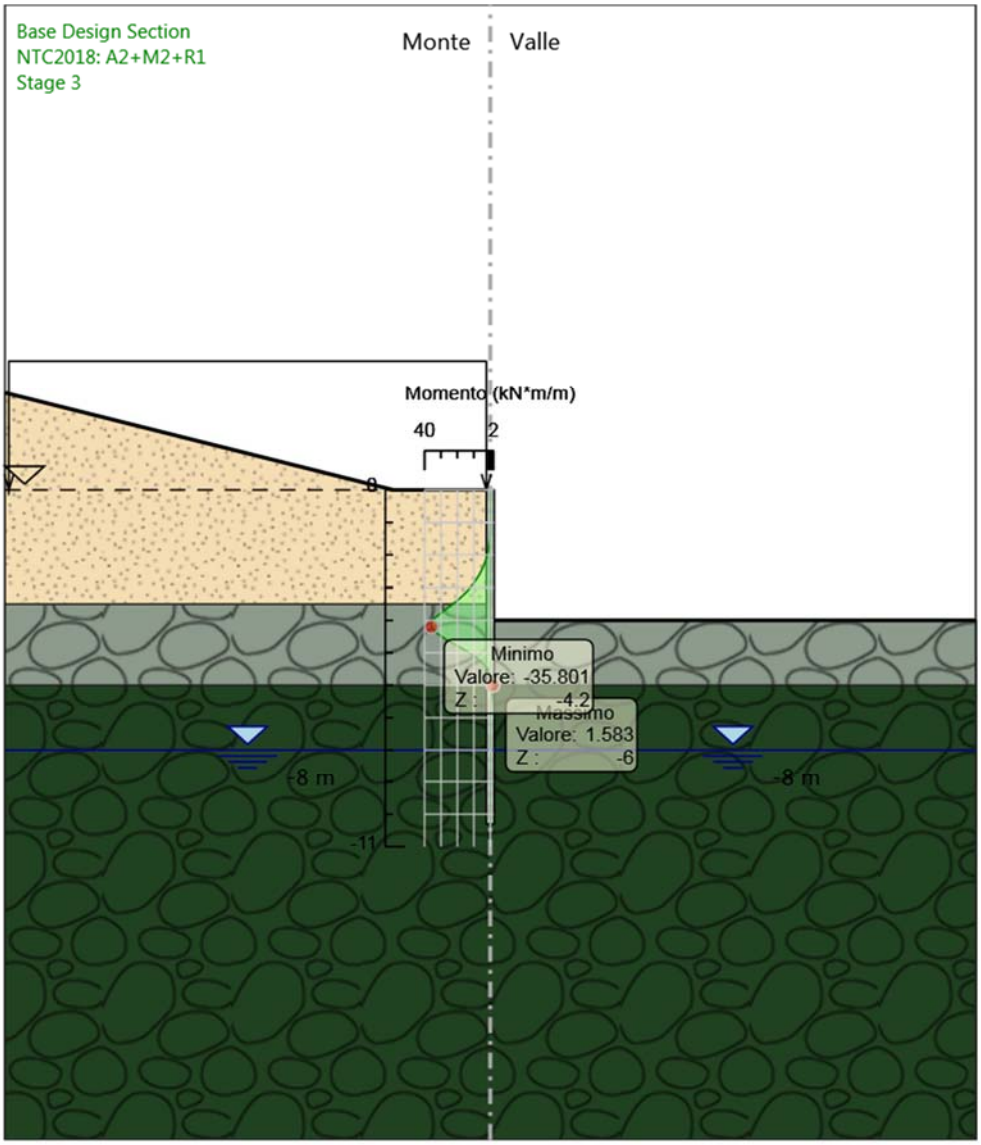

Base Design Section
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Stage 3
Monte
Valle
Taglio (kN/m)
30
30
Minimo
Valore: -20.344
Z : -3.4
assimo
Valore: 24.604
Z : -4.6
-8 m
-8 m
-11

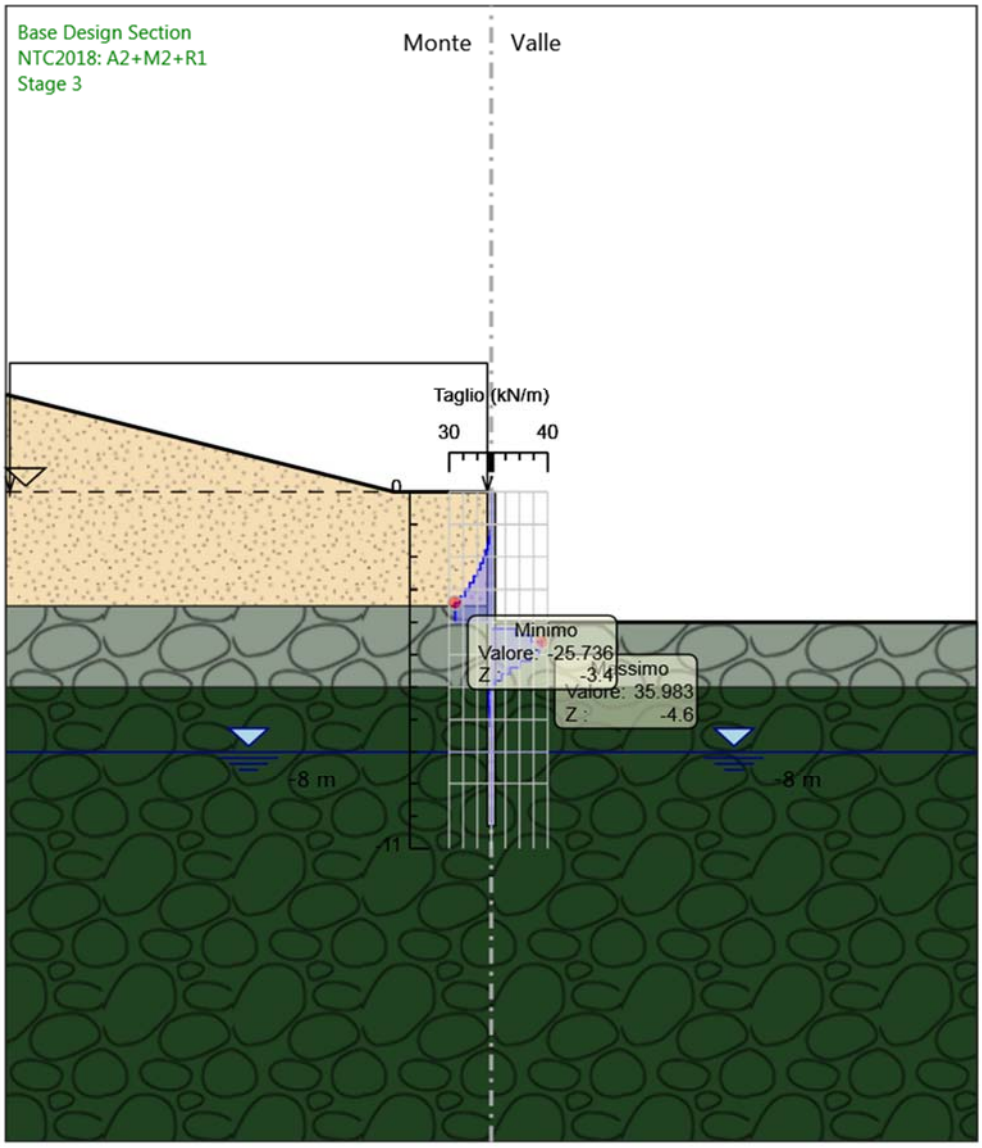

Base Design Section
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Stage 3
Monte
Valle
Spostamento (mm)
0.0026
0
Massimo
Valore: 5.0613
Z : 0
Minimo
Valore: 0.0010042
Z : -5.2
-8 m
-8 m
-11

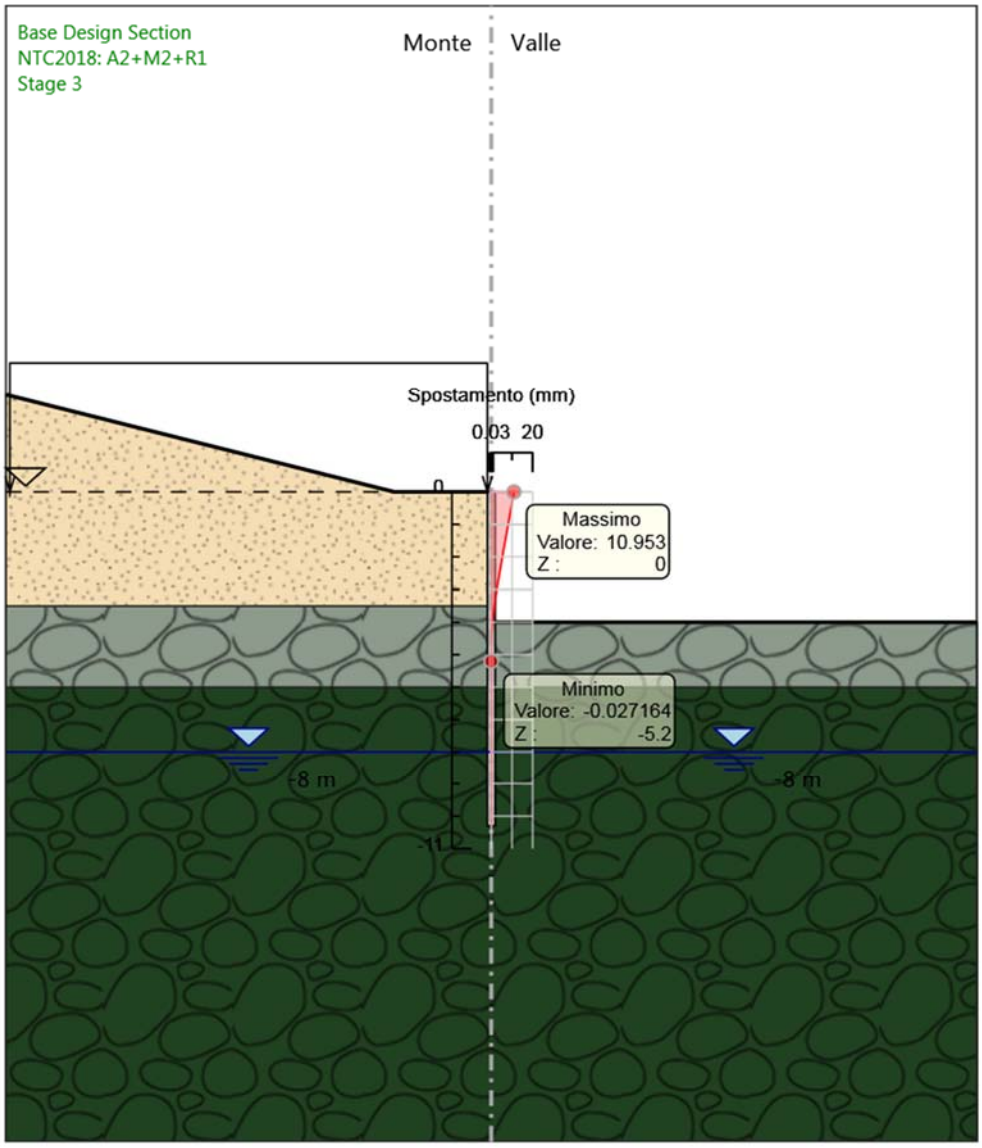
GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI

RELATIVI ALLA FASE 3

SLU – COMBINAZIONE A2+M2+R1



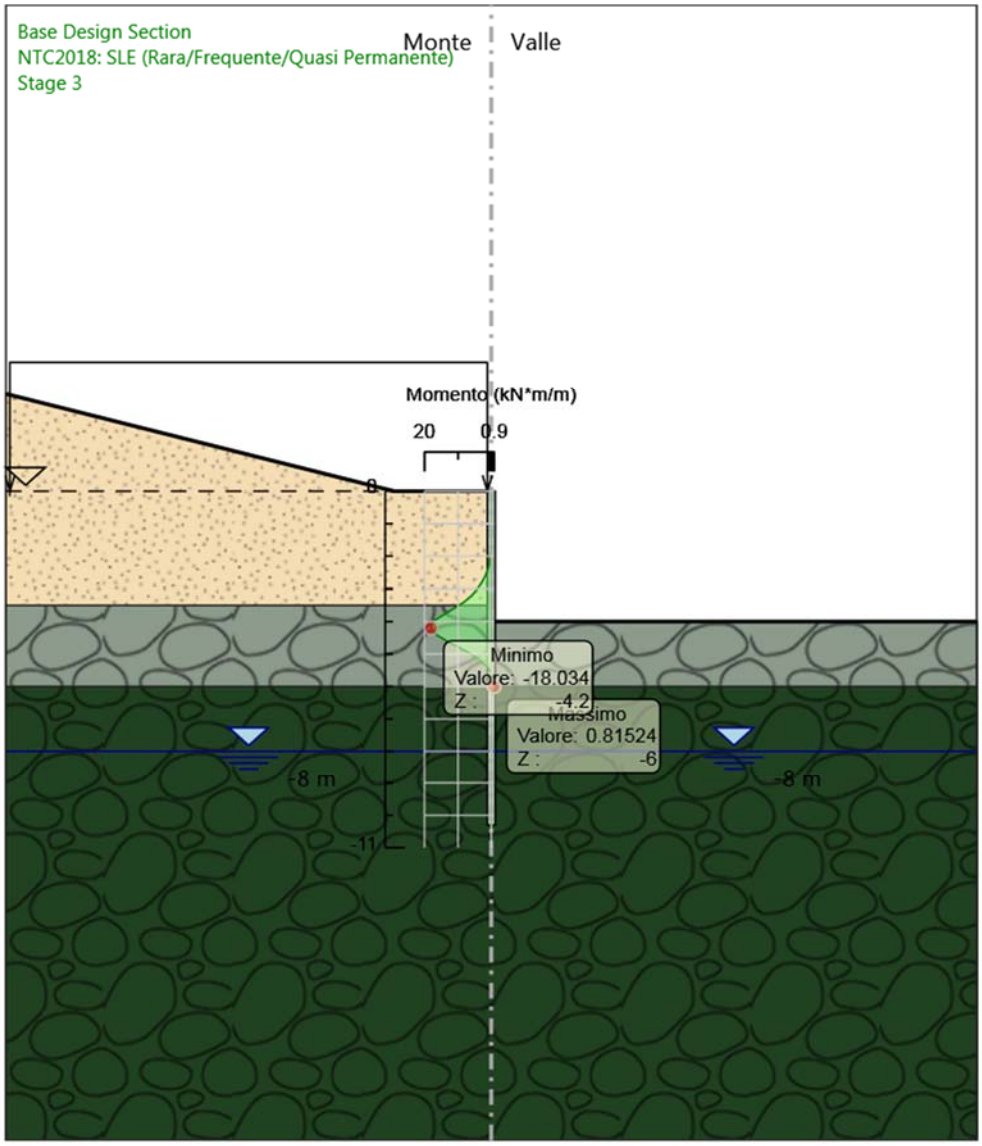

Base Design Section
NTC2018: A2+M2+R1
Stage 3
Monte
Valle
Taglio (kN/m)
30
40
0
Minimo
Valore: -25.736
Z : -3.4
Massimo
Valore: 35.983
Z : -4.6
-8 m
-8 m
-11

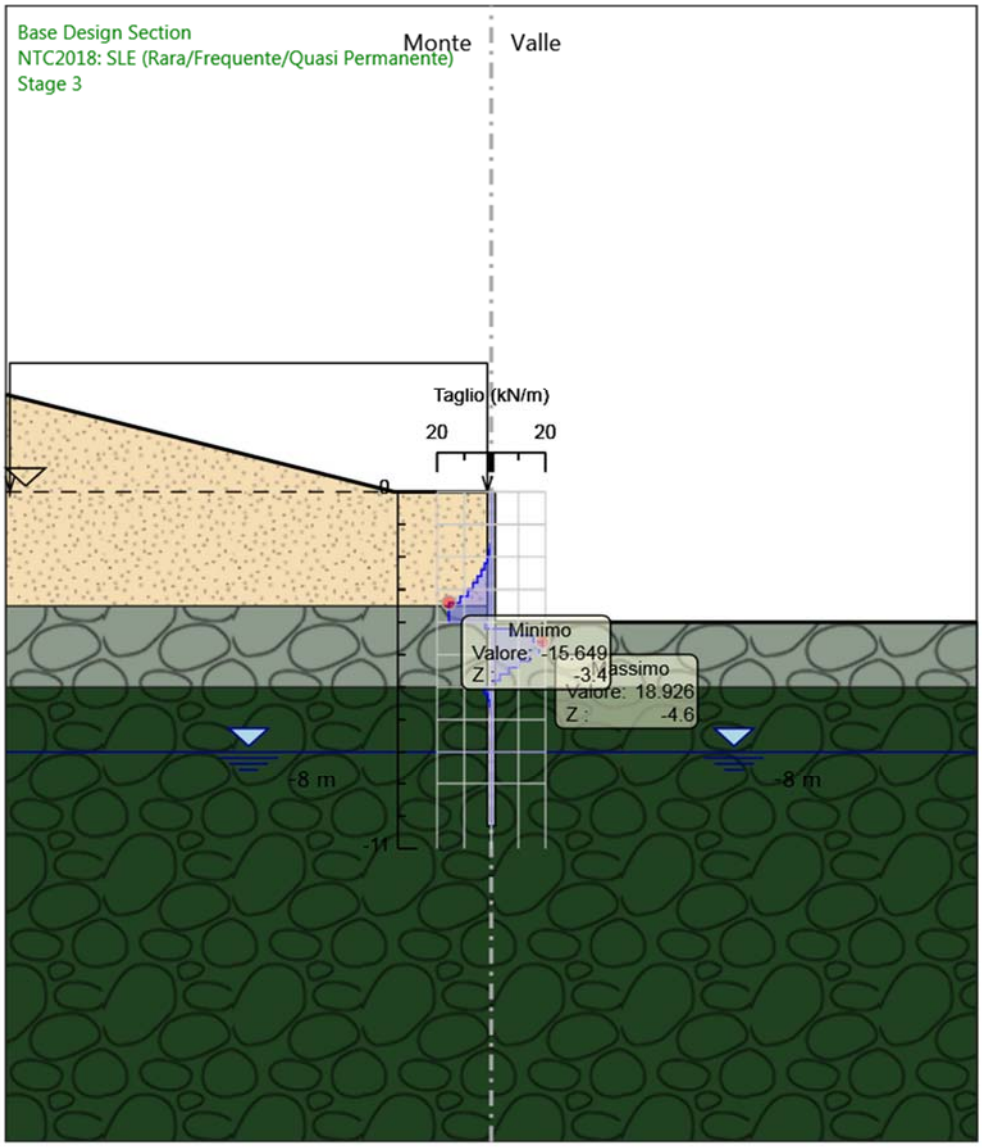

Base Design Section
NTC2018: A2+M2+R1
Stage 3
Monte
Valle
Spostamento (mm)
0.03 20
0
Massimo
Valore: 10.953
Z : 0
Minimo
Valore: -0.027164
Z : -5.2
-8 m
-8 m
-11

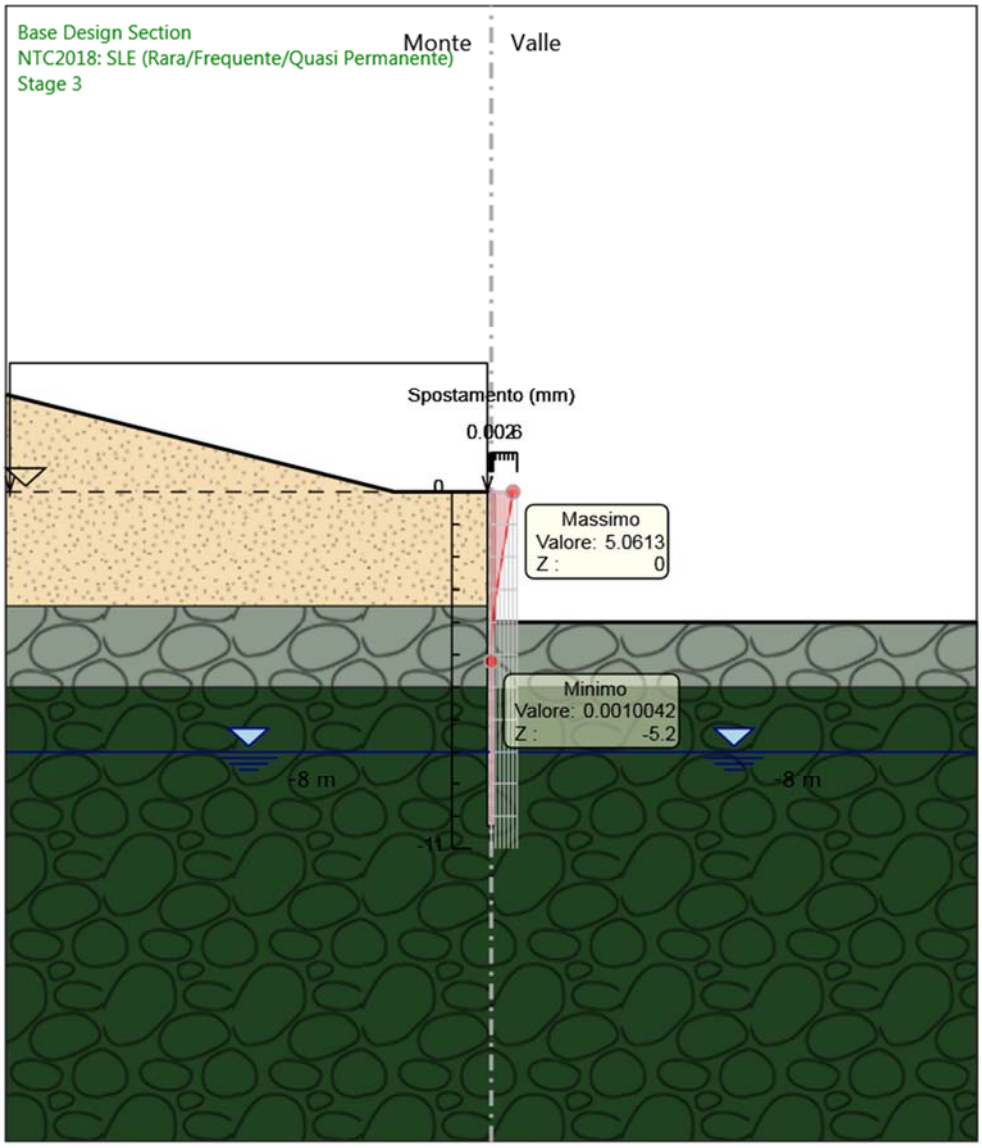
GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI

RELATIVI ALLA FASE 3

SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)



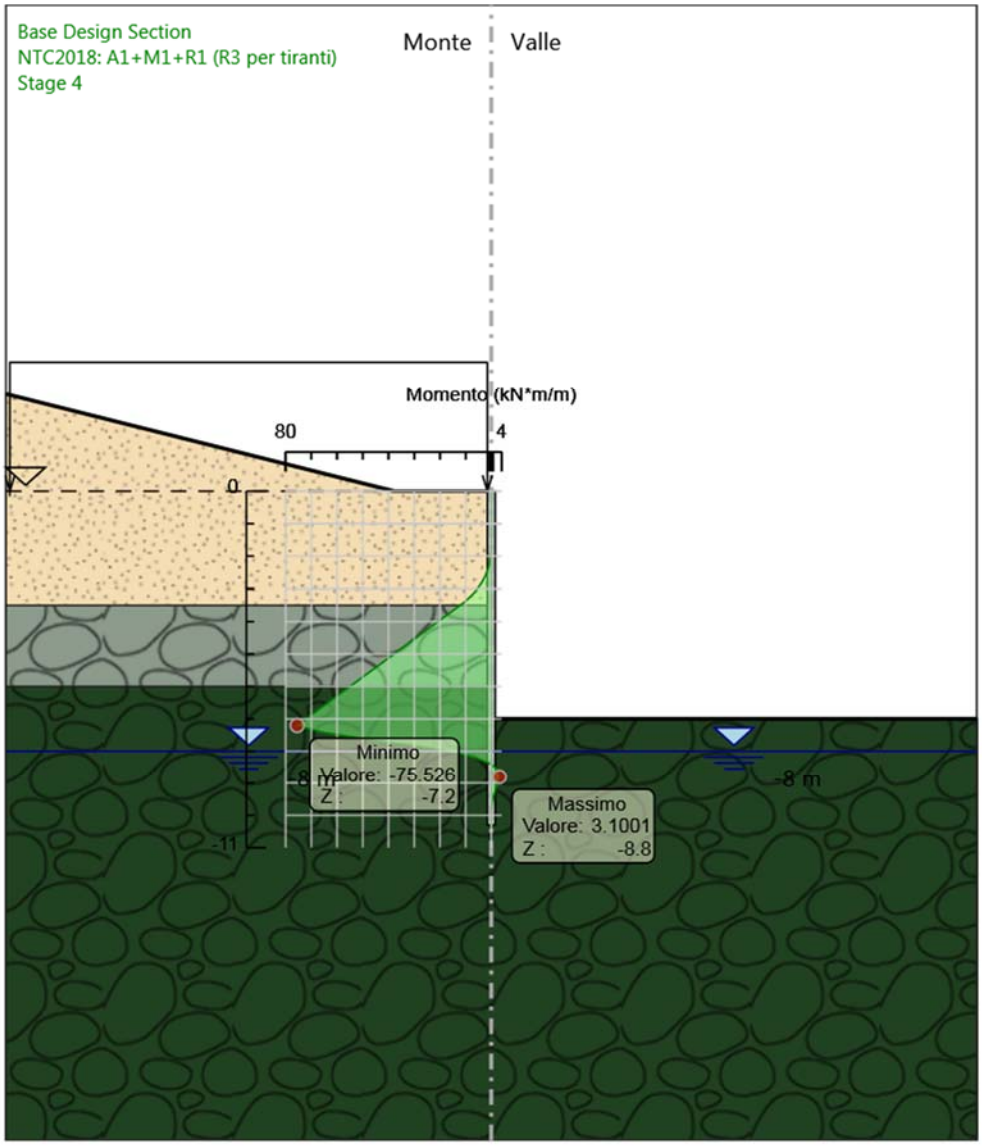

Base Design Section
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
Stage 3
Monte
Valle
Taglio (kN/m)
20
20
0
Minimo
Valore: -15.649
Z : -3.4
Massimo
Valore: 18.926
Z : -4.6
-8 m
-8 m
-11

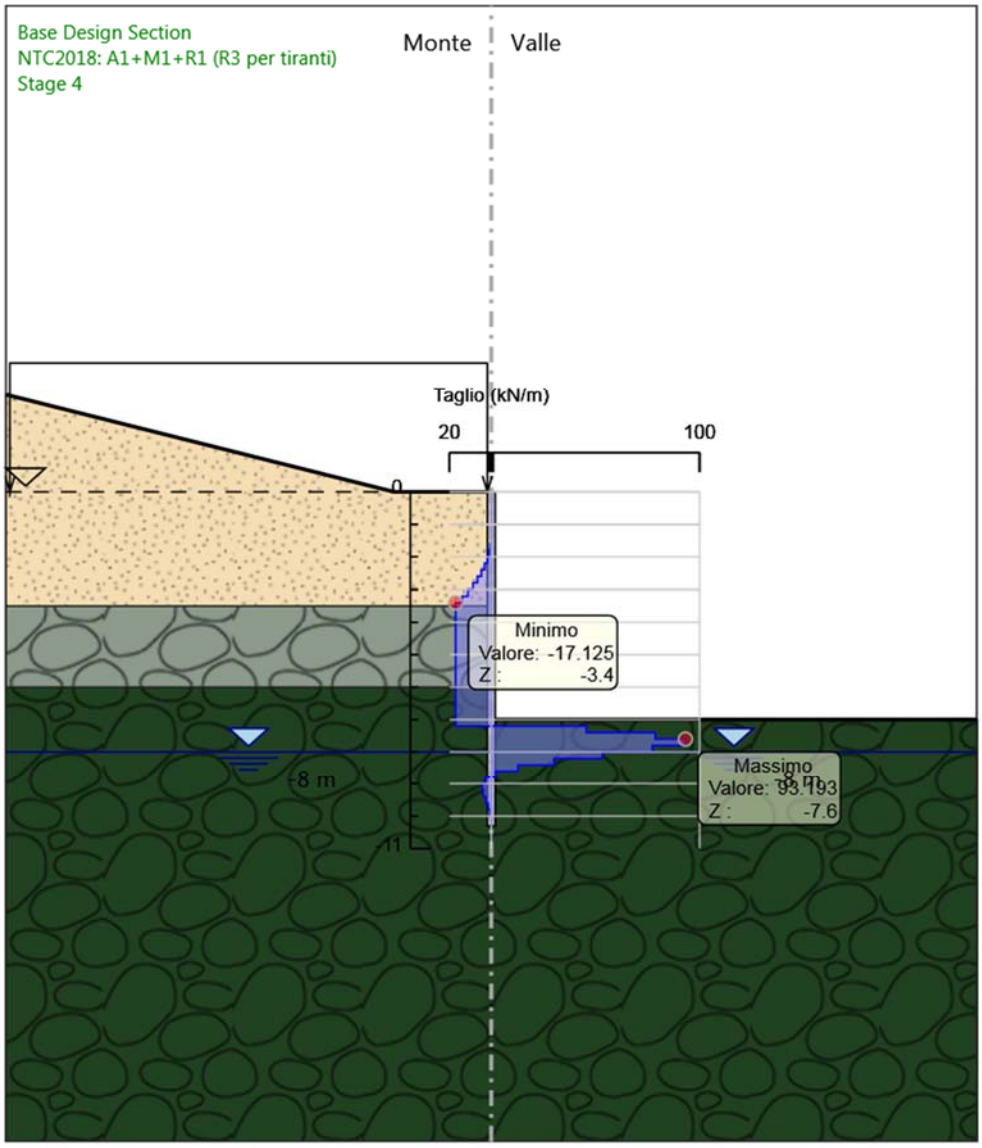

Base Design Section
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
Stage 3
Monte
Valle
Spostamento (mm)
0.0026
0
Massimo
Valore: 5.0613
Z : 0
Minimo
Valore: 0.0010042
Z : -5.2
-8 m
-8 m
-11

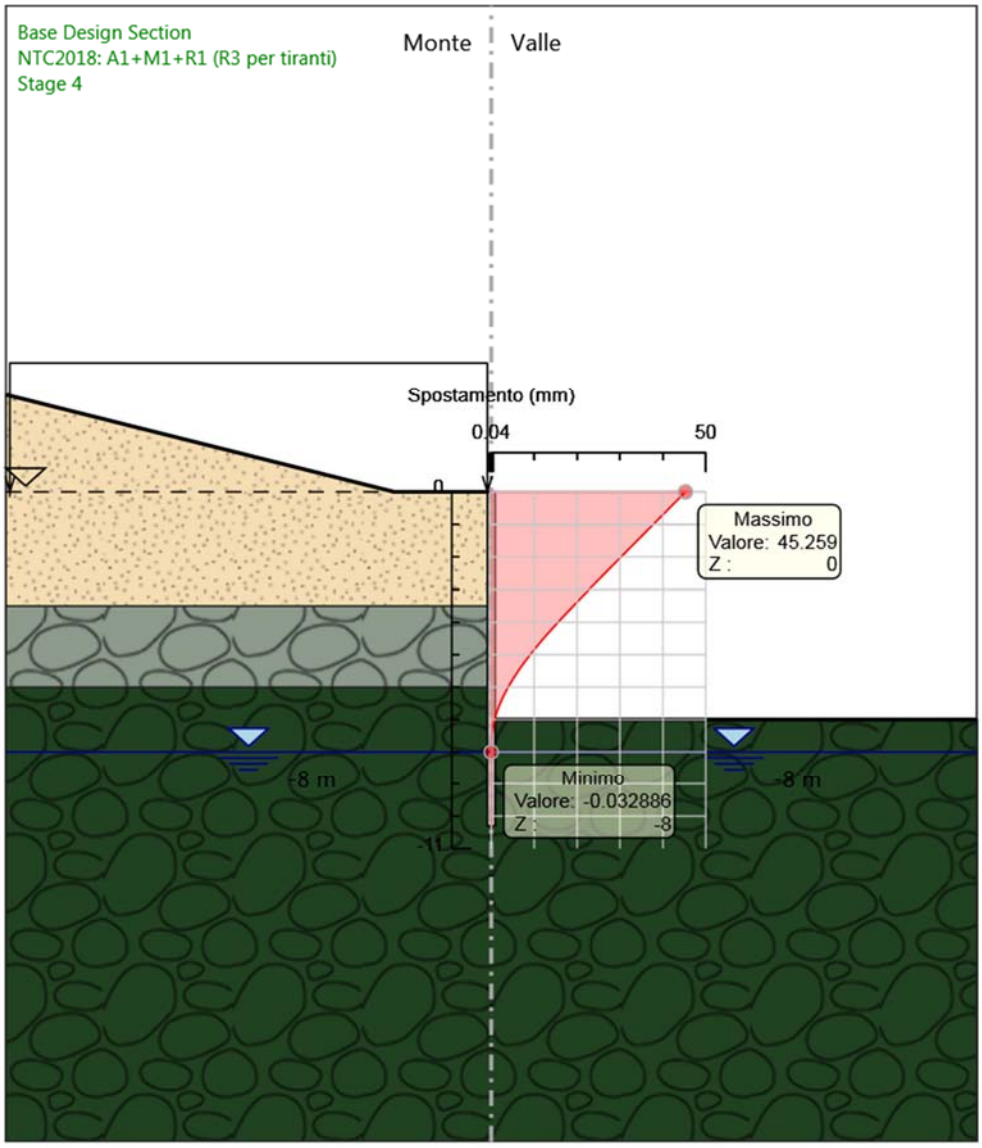
GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 4 / STAGE 4)

SLU – COMBINAZIONE A1+M1+R1



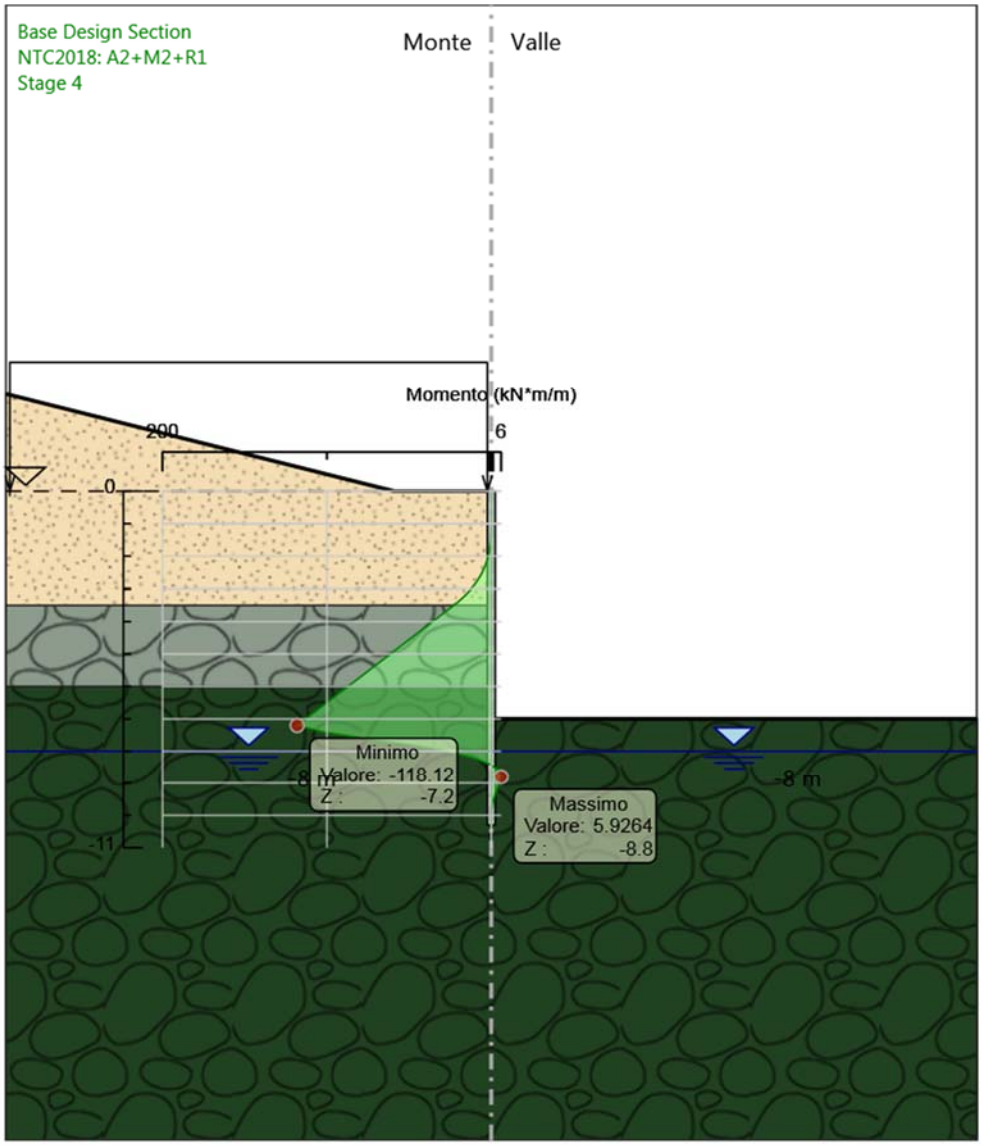

Base Design Section
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Stage 4
Monte
Valle
Taglio (kN/m)
20
100
0
Minimo
Valore: -17.125
Z : -3.4
-8 m
-11
Massimo
Valore: 93.193
Z : -7.6

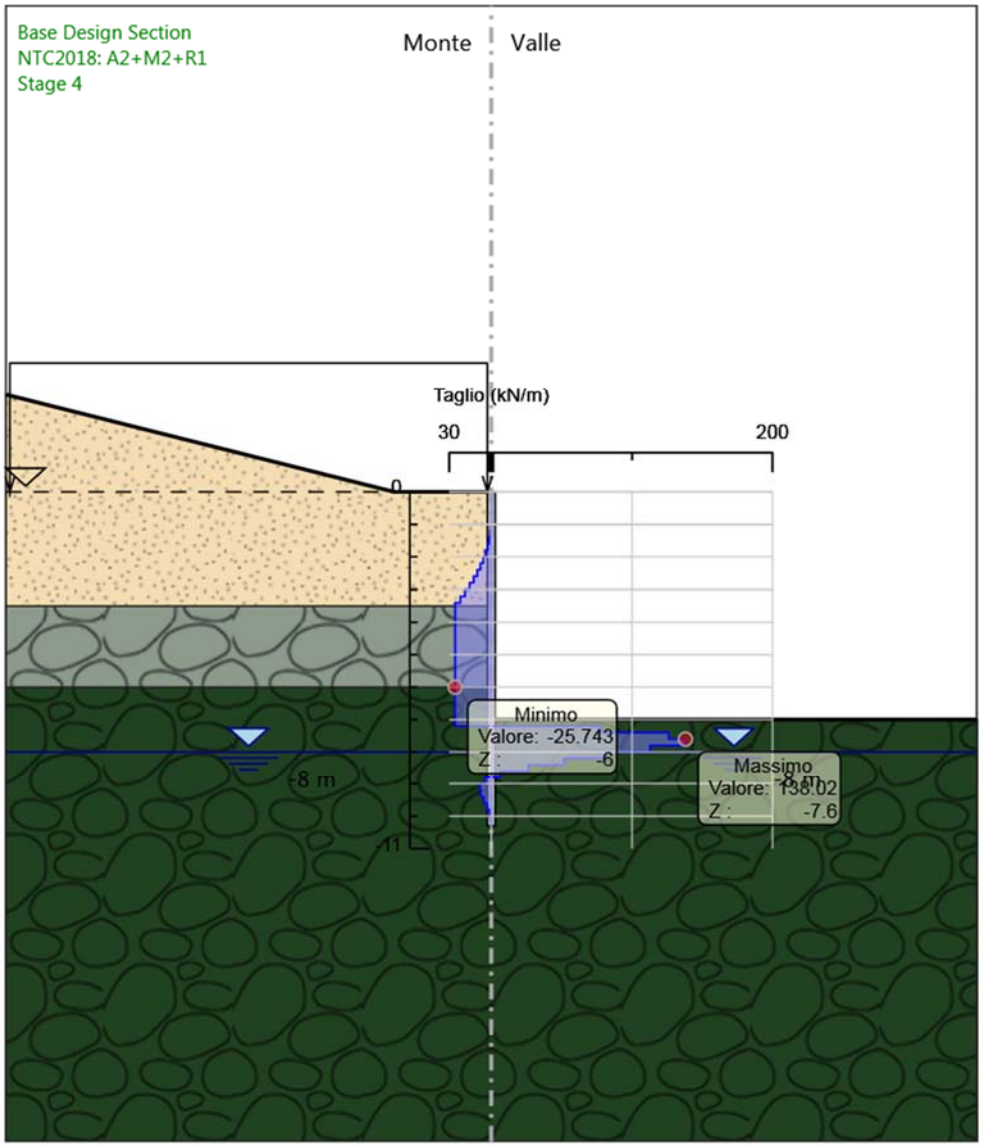

Base Design Section
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Stage 4
Monte
Valle
Spostamento (mm)
0.04
50
0
Massimo
Valore: 45.259
Z : 0
-8 m
-8 m
Minimo
Valore: -0.032886
Z : -8
-11

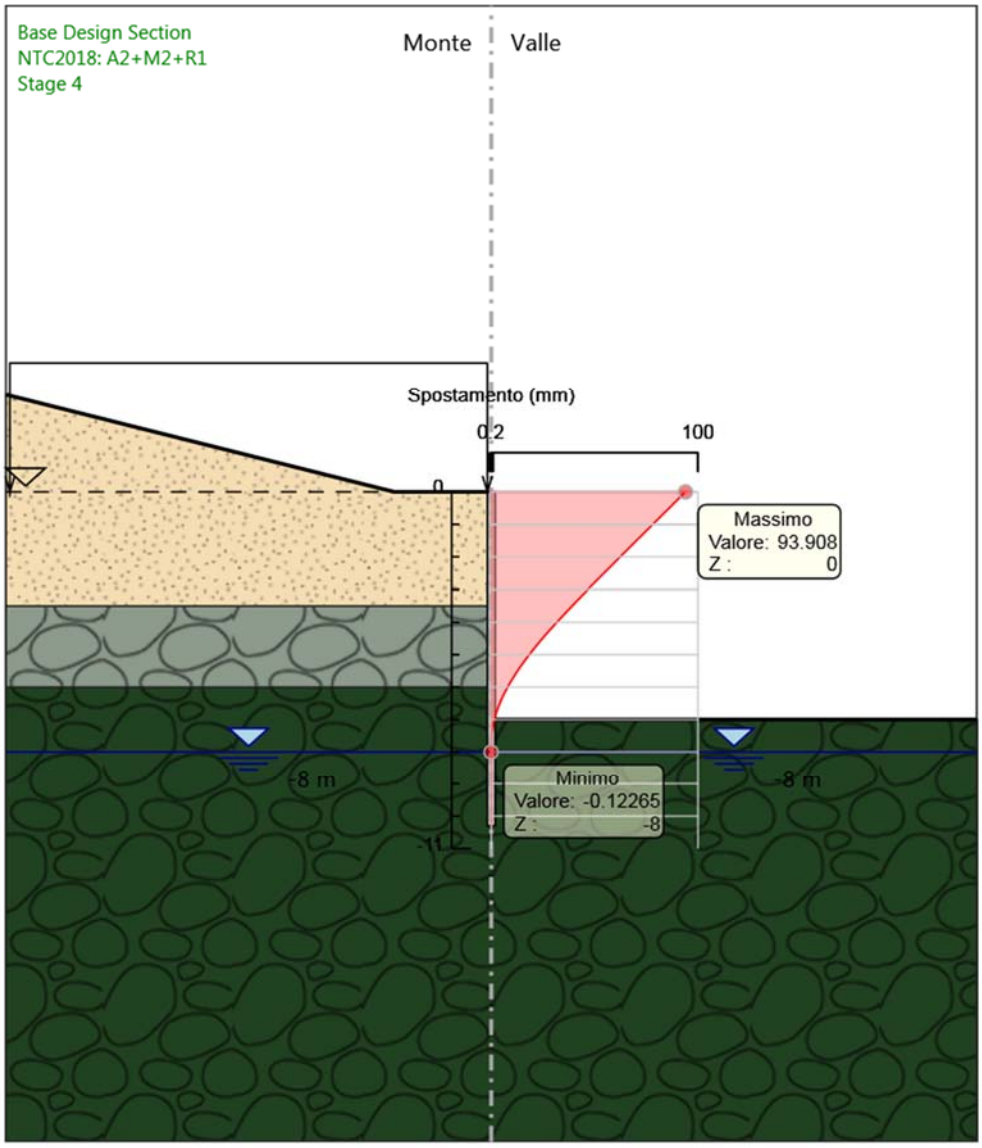
GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 4 / STAGE 4)

SLU – COMBINAZIONE A2+M2+R1



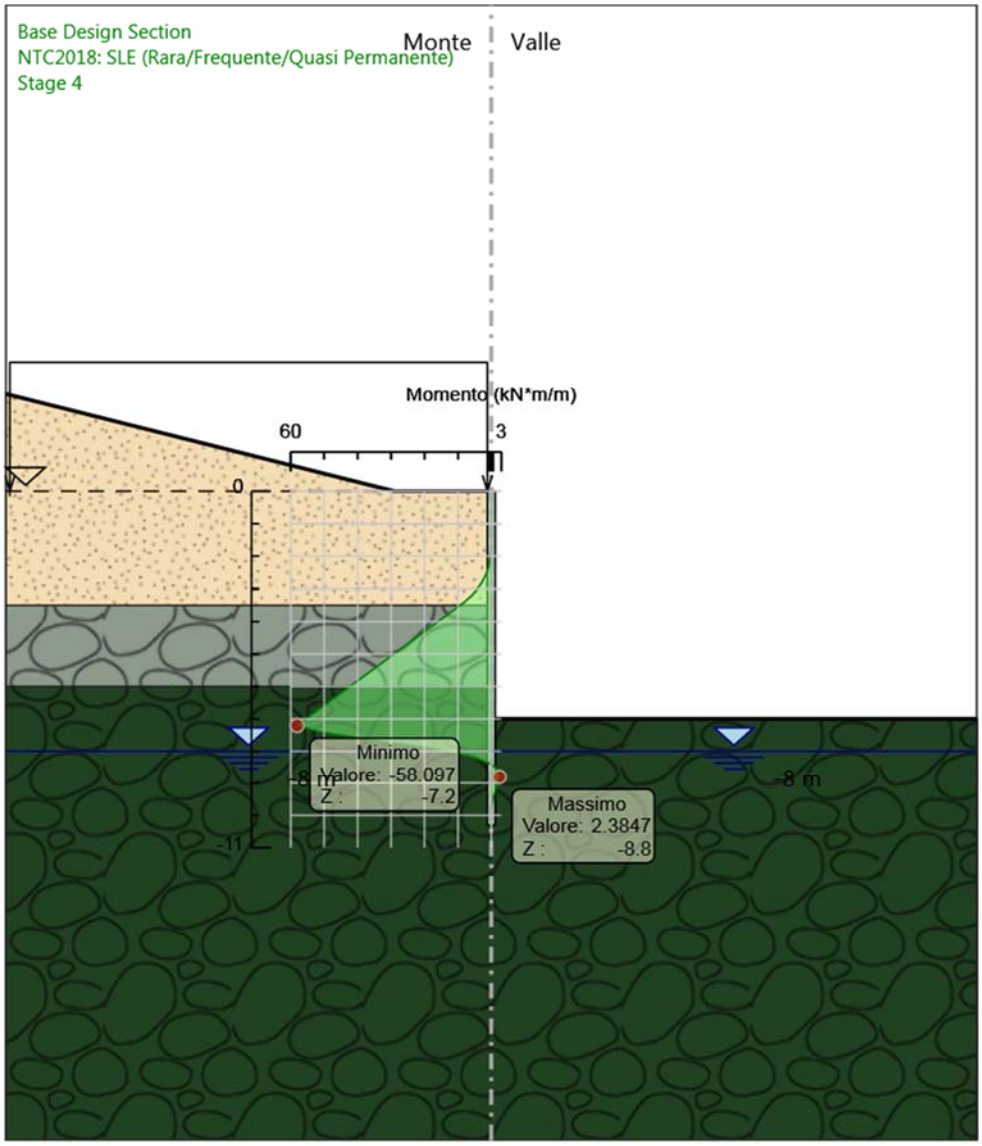

Base Design Section
NTC2018: A2+M2+R1
Stage 4
Monte
Valle
Taglio (kN/m)
30
200
0
-8 m
-11
Minimo
Valore: -25.743
Z : -6
Massimo
Valore: 138.02
Z : -7.6

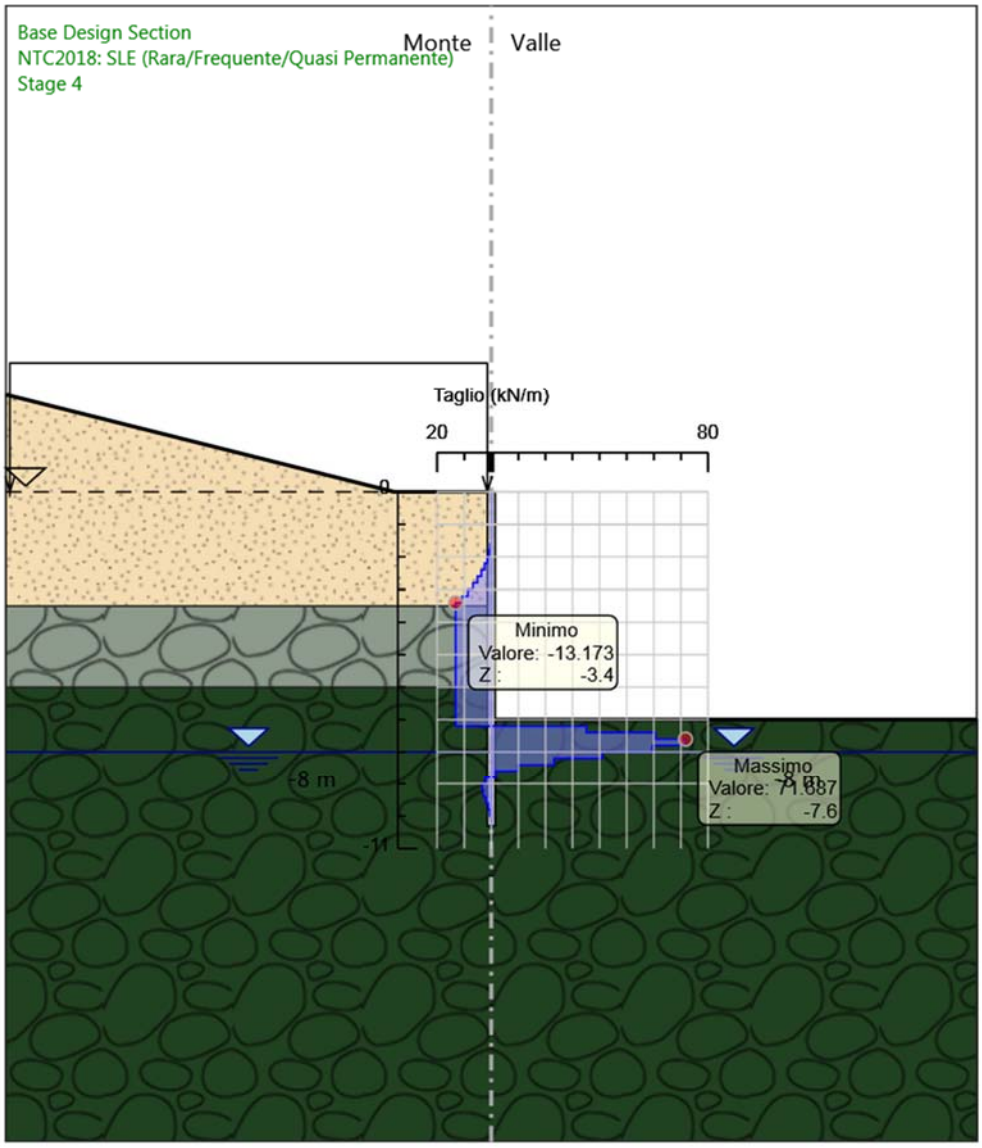

Base Design Section
NTC2018: A2+M2+R1
Stage 4
Monte
Valle
Spostamento (mm)
0.2
100
0
Massimo
Valore: 93.908
Z : 0
-8 m
-8 m
Minimo
Valore: -0.12265
Z : -8
-11

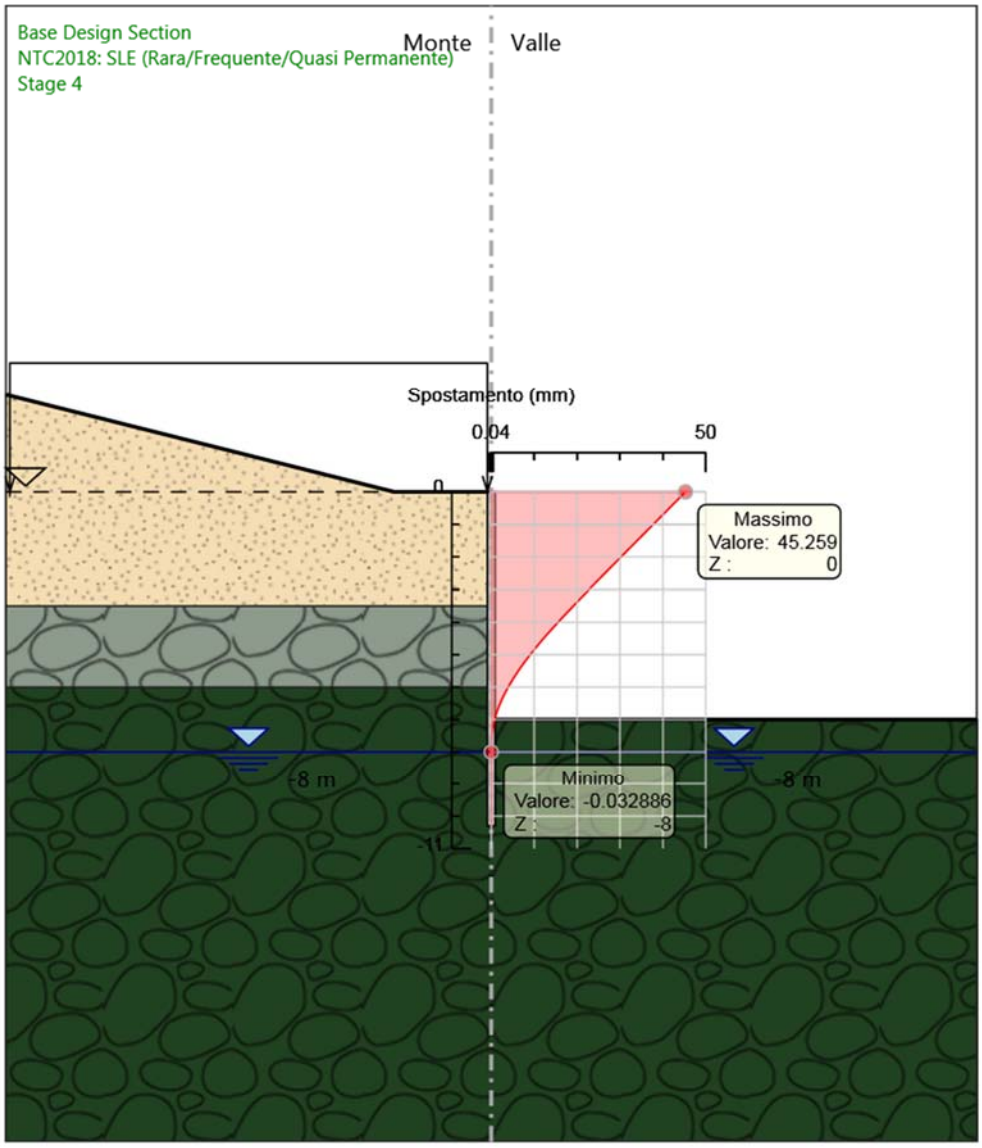
GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 4 / STAGE 4)

SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)




Base Design Section
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
Stage 4
Monte
Valle
Taglio (kN/m)
20
80
0
Minimo
Valore: -13.173
Z : -3.4
-8 m
-11
Massimo
Valore: 71.687
Z : -7.6


Base Design Section
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
Stage 4
Monte
Valle
Spostamento (mm)
0.04
50
0
Massimo
Valore: 45.259
Z : 0
-8 m
-8 m
Minimo
Valore: -0.032886
Z : -8
-11

VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A MOMENTO FLETTENTE

Z (m)	**TASSO DI SFRUTTAMENTO A MOMENTO**	**VERIFICATO**
-7,2	0,754	SI

VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A TAGLIO

Z (m)	**TASSO DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO**	**VERIFICATO**
-7,6	0,101	SI

Di seguito vengono riportati i grafici di calcolo riguardanti la stabilità globale del manufatto secondo il metodo di Bishop. Trattandosi di opera provvisionale, in relazione a quanto previsto al *paragrafo 2.4.1 delle N.T.C. 2018*, nono sono state considerate le azioni di tipo sismico.

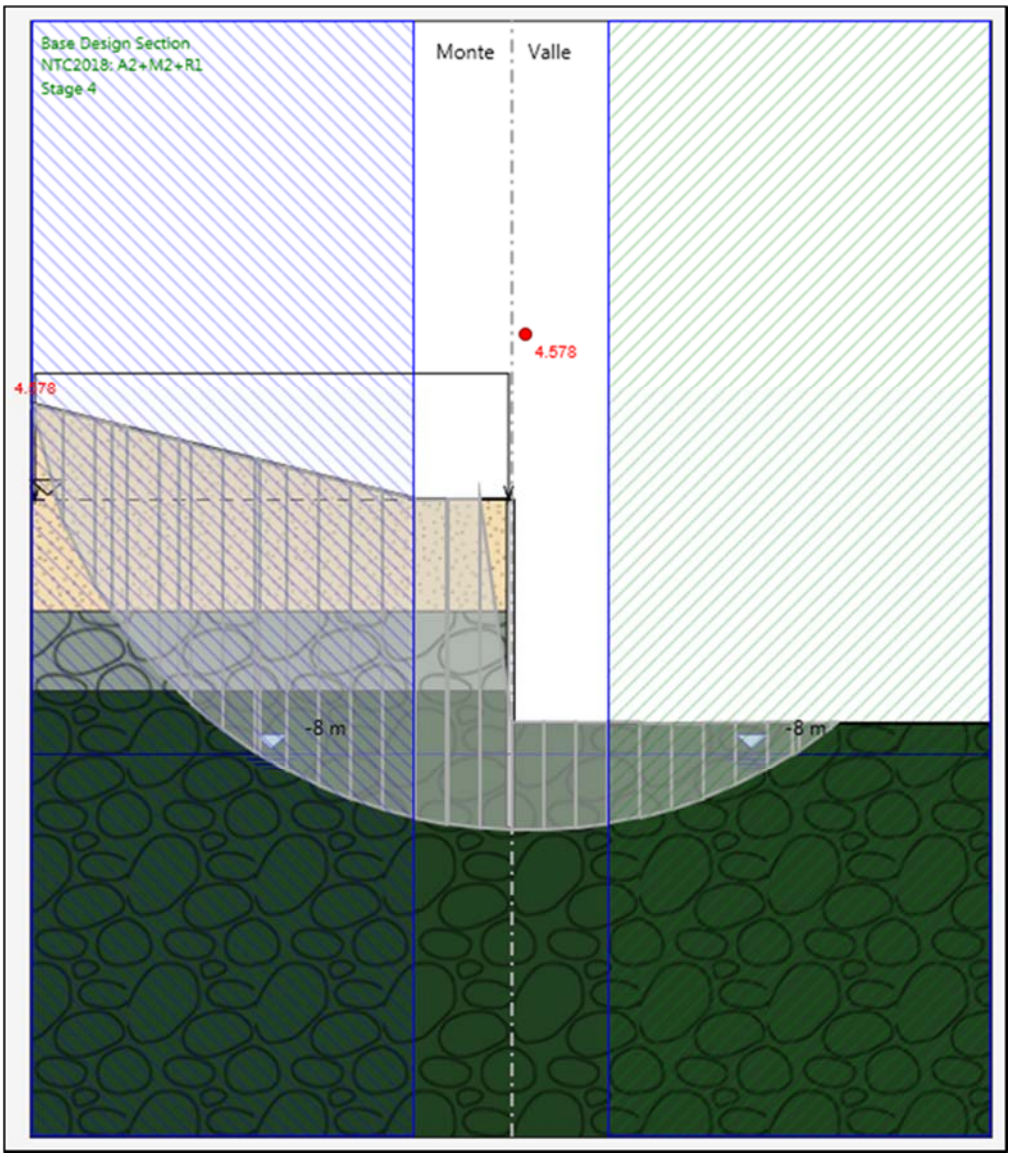


Grafico relativo alla condizione maggiormente critica. Il coefficiente di sicurezza sarà dato da:

$$FS = \frac{4{,}578}{\gamma_{R2}} = \frac{4{,}578}{1{,}1} = 4{,}16$$

e, pertanto, risulta essere sufficiente e compatibile con le finalità operative e cantieristiche dell'opera in esame.

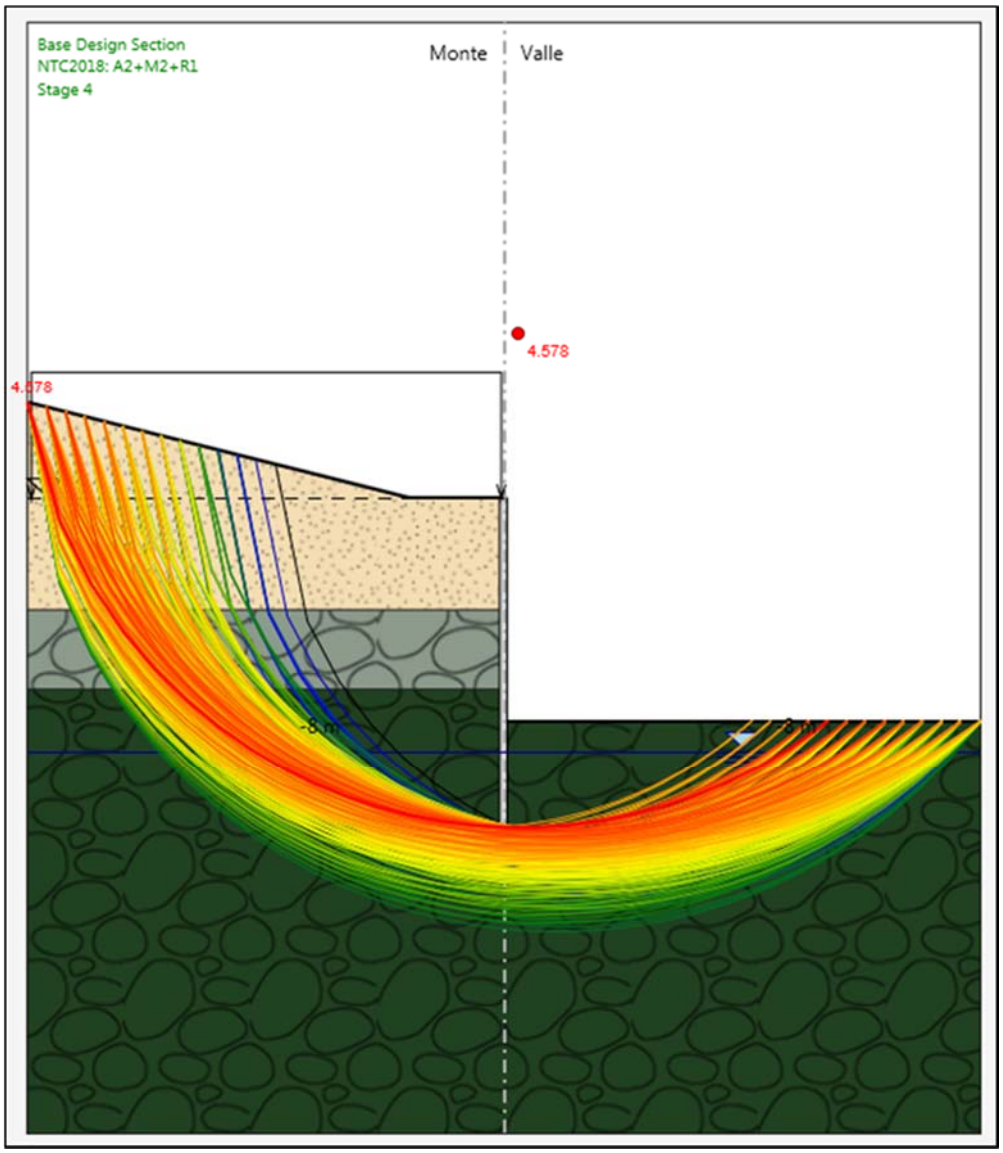


Grafico relativo a tutte le superfici critiche analizzate.

Tutte le verifiche geotecniche e strutturali della paratia e dei relativi elementi di rinforzo posso essere ritenute soddisfatte, con valori di spostamento in esercizio (<0,005H≈5,5cm) e valori di sollecitazione in esercizio e a stato limite ultimo ammissibili e compatibili con l'uso e la funzionalità cantieristica dell'opera.

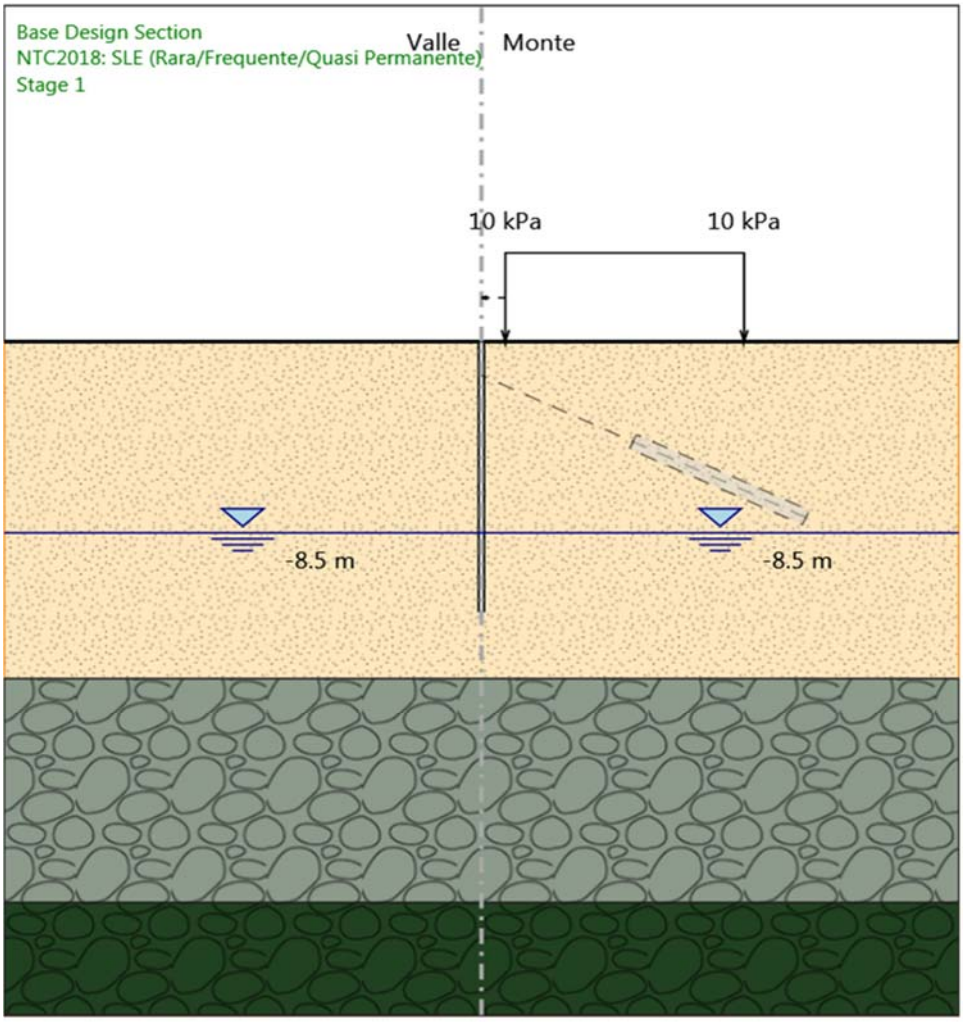
8.6.3 Paratia di sostegno strada di accesso al cantiere della torre di presa

Vengono riportati in tabella i valori dei parametri geotecnici considerati per le varie unità geotecniche e relative quote. Essendo un'opera provvisionale che giace interamente all'interno dell'Unità geotecnica I ed essendo quest'ultima molto profonda (fino a 15 m di profondità), si è deciso di considerare i valori medi dei parametri geotecnici della prima unità geotecnica di terreno.

Strato di Terreno	**Quota relativa**	**Terreno**	**γ dry**	**γ sat**	**ø'**	**c'**	**E**
	m		**kN/m^3**	**kN/m^3**	**°**	**kPa**	**kPa**
1	0.0	Coltre superficiale e roccia alterata	19	20	31	7,5	30000
2	-15.0	Roccia fratturata	24	25	35	50	800000
3	-25.0	Roccia di base debolmente fratturata	26	26	42	130	2500000

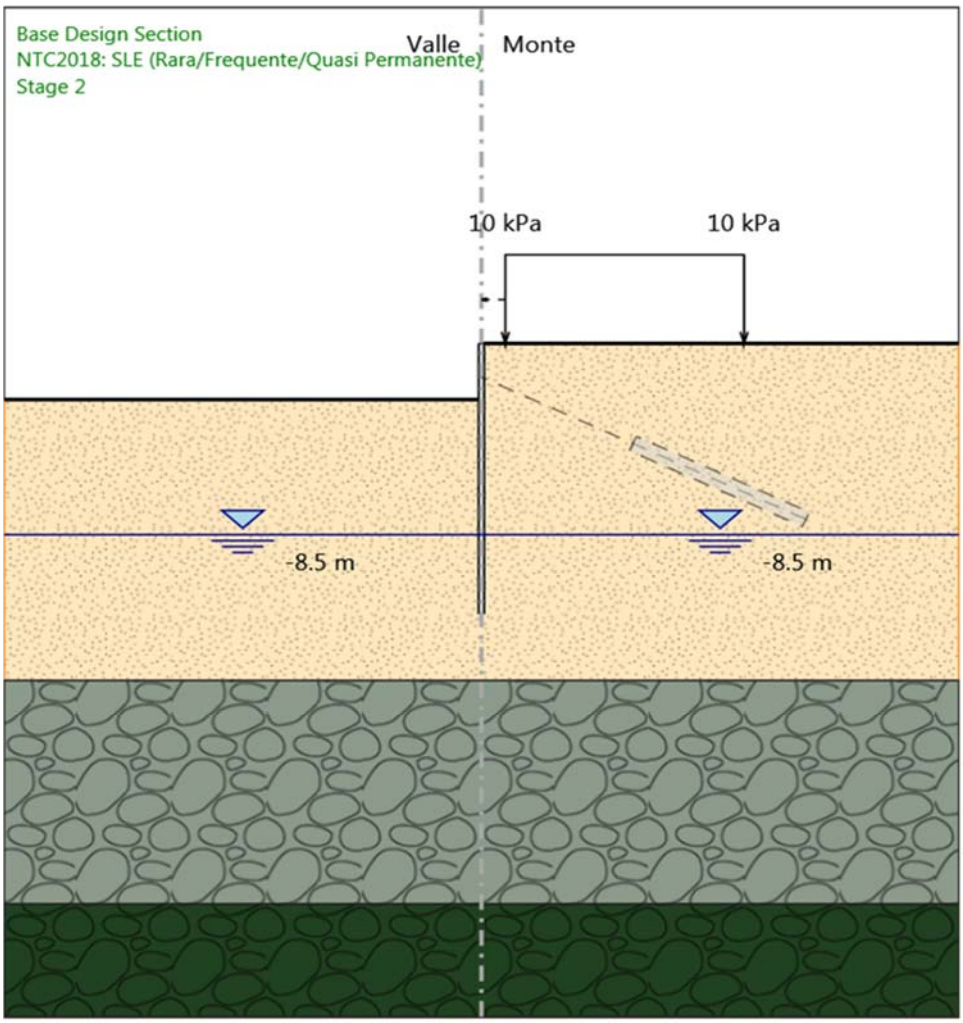
La quota assoluta di falda stata è cautelativamente assunta pari 560,0 m s.l.m.

FASE 1 – condizione geostatica (+0,00)



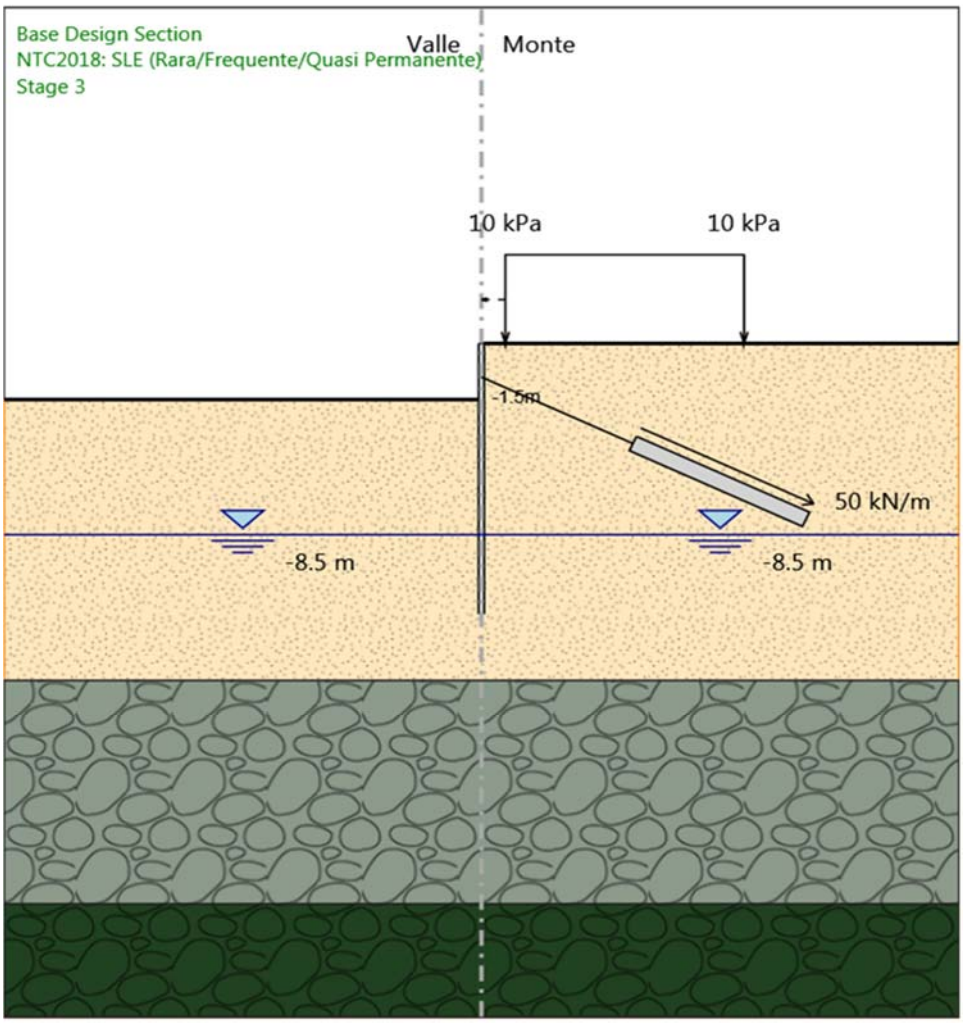
Descrizione attività ed operazioni esecutive: approntamento cantiere ed esecuzione paratie sino alla profondità prevista ed esecuzione trave di coronamento in c.c.a..

FASE 2 – scavo a quota relativa -2,5 m



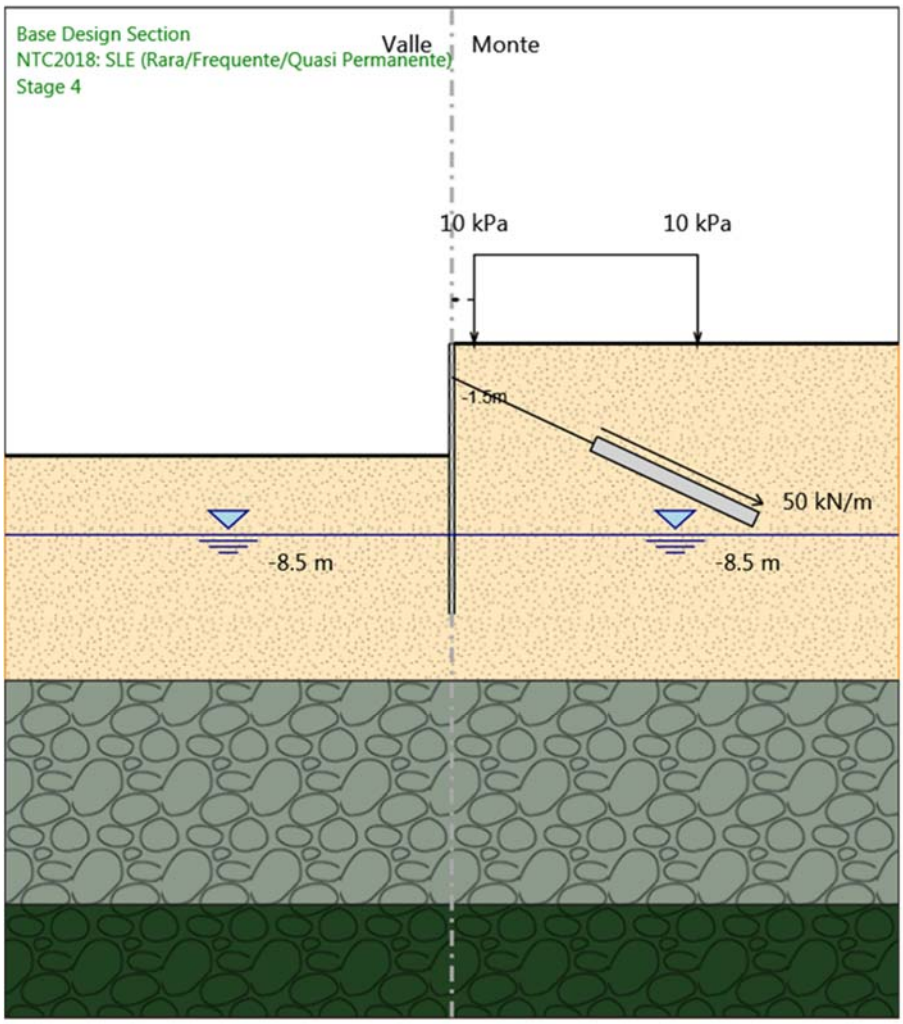
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -2,5 m da p.c..

FASE 3 – introduzione tirante a quota -1,5 m



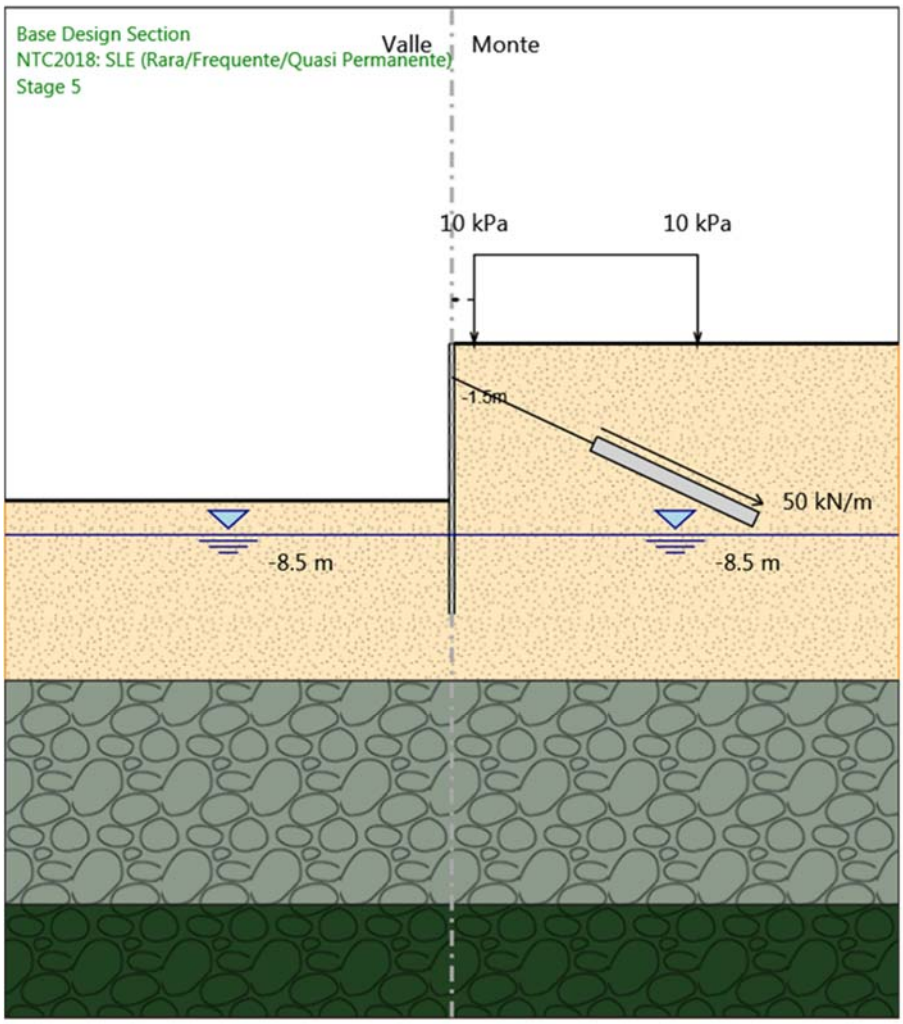
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo a profondità -2,5 m da p.c. e inserimento tirante a profondità -1,5 da p.c..

FASE 4 – scavo a quota relativa -5,0 m circa



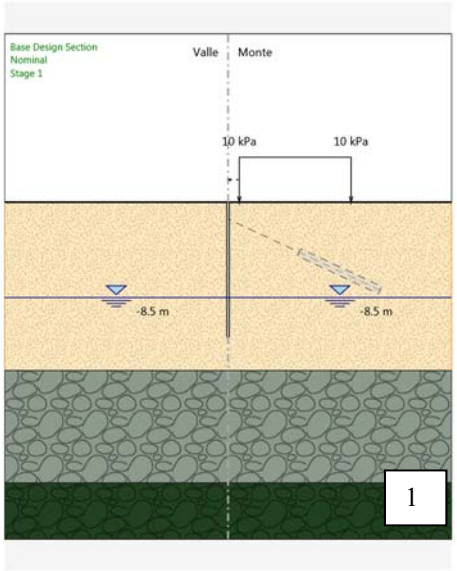
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -5,0 m da p.c..

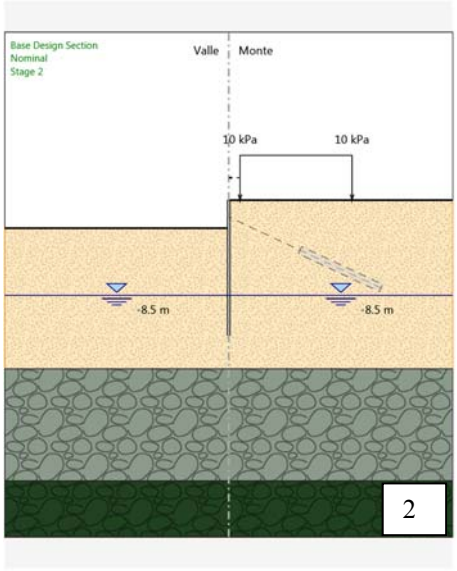
FASE 5 – scavo a quota relativa -5,0 m circa

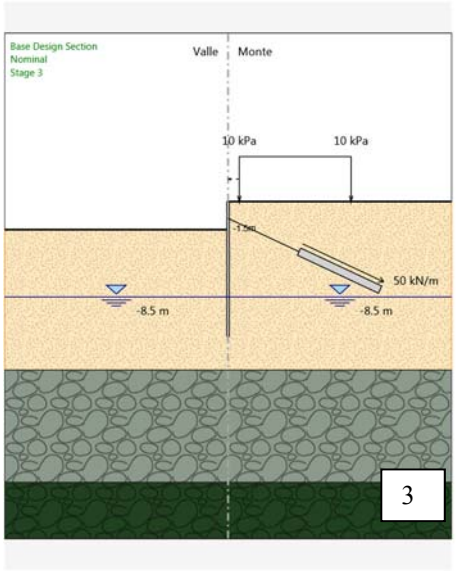


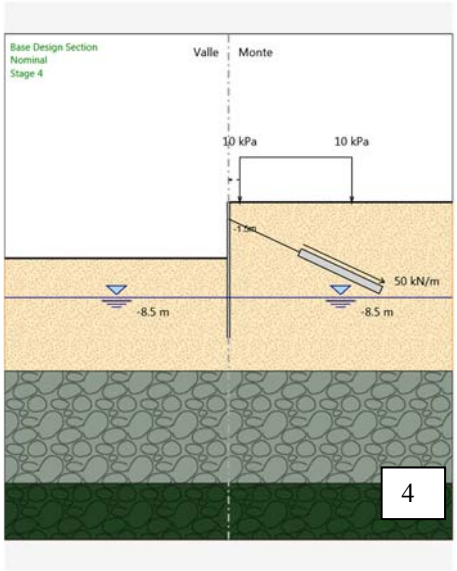
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -7,0 m da p.c..

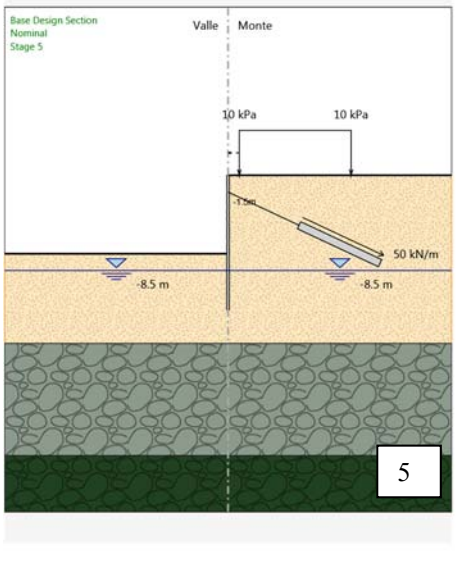
FRONTI DI SCAVO











Riepilogo per la DA <NTC2018: A1+M1+R1>

Parete <Paratia destra>

Min. spostamento laterale [mm] -20.21 Z = -4.9 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)
Max. spostamento laterale [mm] 3.08 Z = 0 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 96.97 Z = -4.9 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)
Max. taglio [kN/m] 80.33 Z = -7.1 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)
SteelWord: massimo sfruttamento in flessione 0.619 Z = -4.9 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)
SteelWord: massimo sfruttamento a taglio 0.059 Z = -6.9 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)

Risultati tiranti

Tieback (1 / 2 m) Max. forza (ass.) [kN] 170.95 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)
Max. sfruttamento (GEO) 0.69 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)
Max. sfruttamento (STR) 0.28 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)

Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1>

Parete <Paratia destra>

Min. spostamento laterale [mm] -45.58 Z = -5.1 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)
Max. spostamento laterale [mm] 4.58 Z = 0 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 135.06 Z = -5.1 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)
Max. taglio [kN/m] 84.26 Z = -7.5 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.863 Z = -5.1 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.061 Z = -7.3 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)

Risultati tiranti

Tieback (1 / 2 m) Max. forza (ass.) [kN] 181.65 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)
Max. sfruttamento (GEO) 0.73 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)
Max. sfruttamento (STR) 0.3 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)

Riepilogo per la DA <NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>

Parete <Paratia destra>

Min. spostamento laterale [mm] -19.84 Z = -4.9 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)
Max. spostamento laterale [mm] 3.01 Z = 0 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 73.44 Z = -4.9 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)
Max. taglio [kN/m] 61.14 Z = -7.1 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.469 Z = -4.9 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.045 Z = -6.9 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)

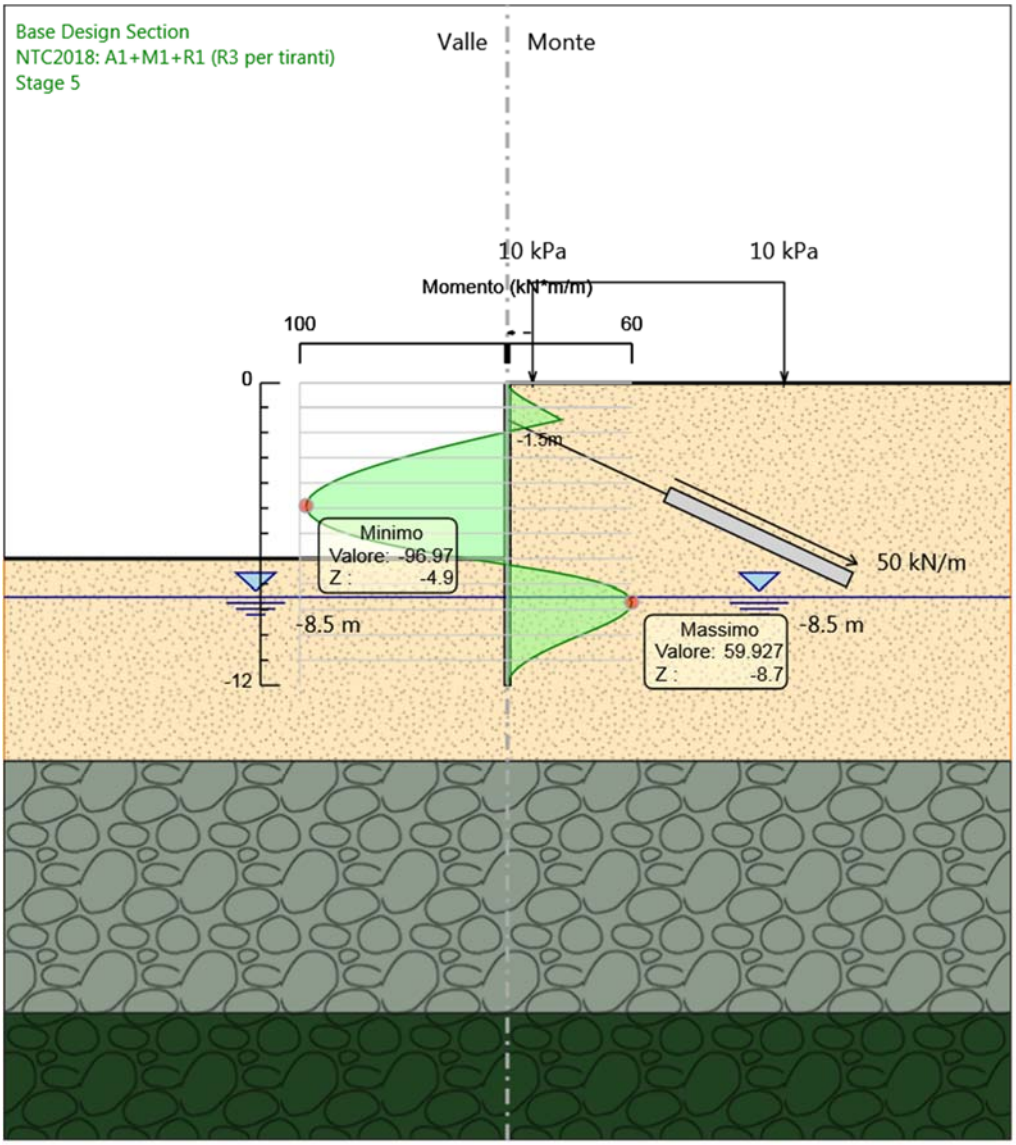
Risultati tiranti

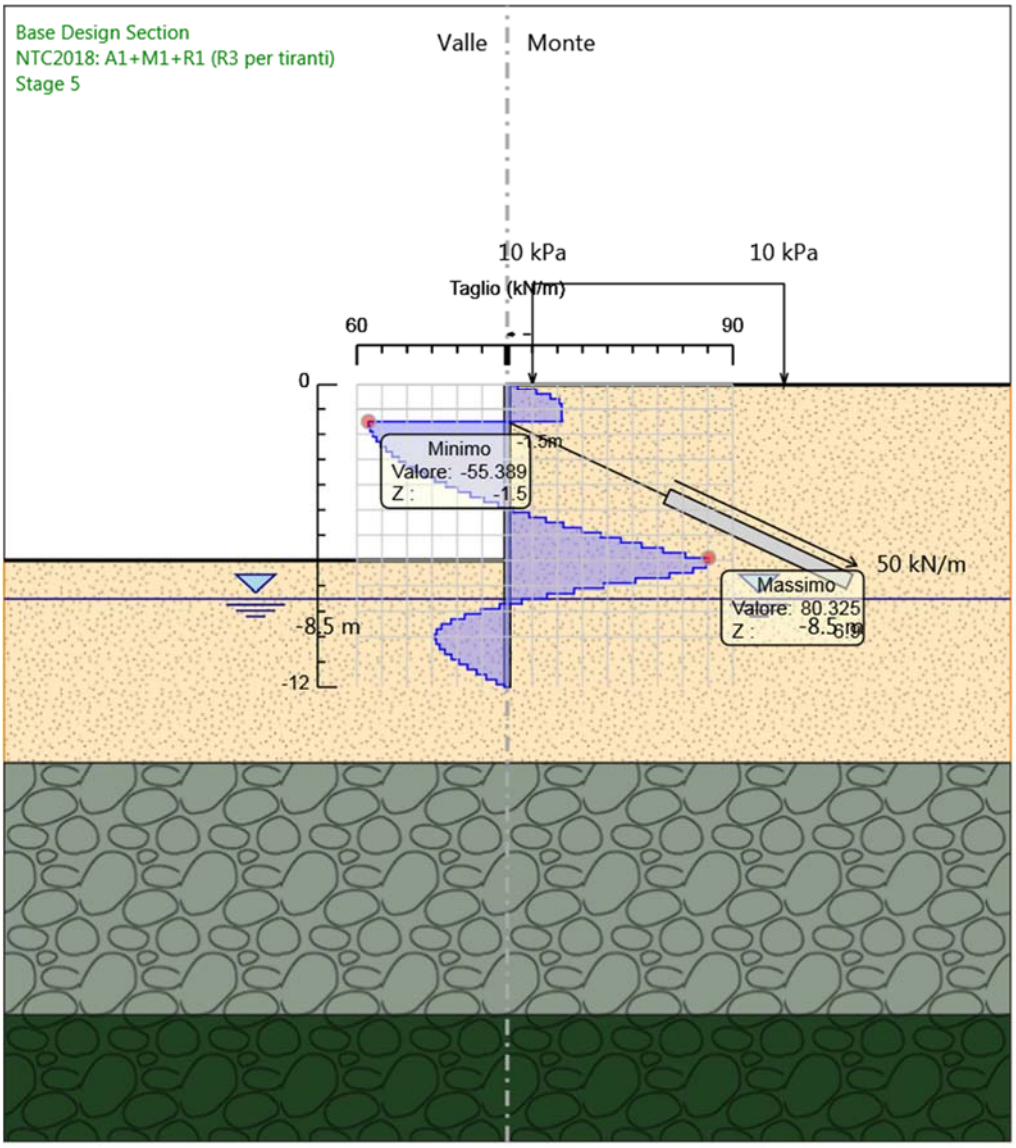
Tieback (1 / 2 m) Max. forza (ass.) [kN] 130.89 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)
Max. sfruttamento (GEO) 0.27 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)
Max. sfruttamento (STR) 0.22 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)

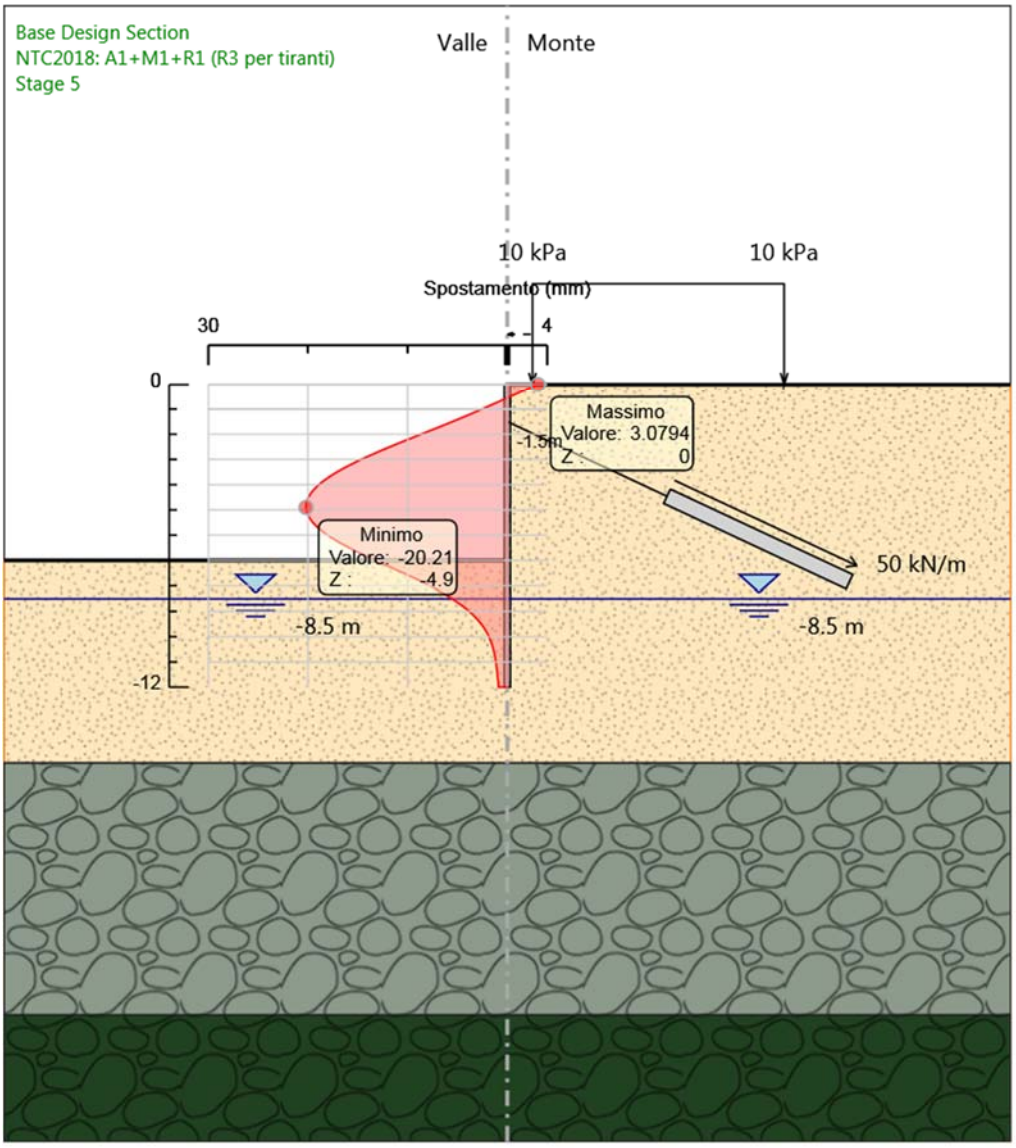
GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 5 / STAGE 5)

SLU – COMBINAZIONE A1+M1+R1



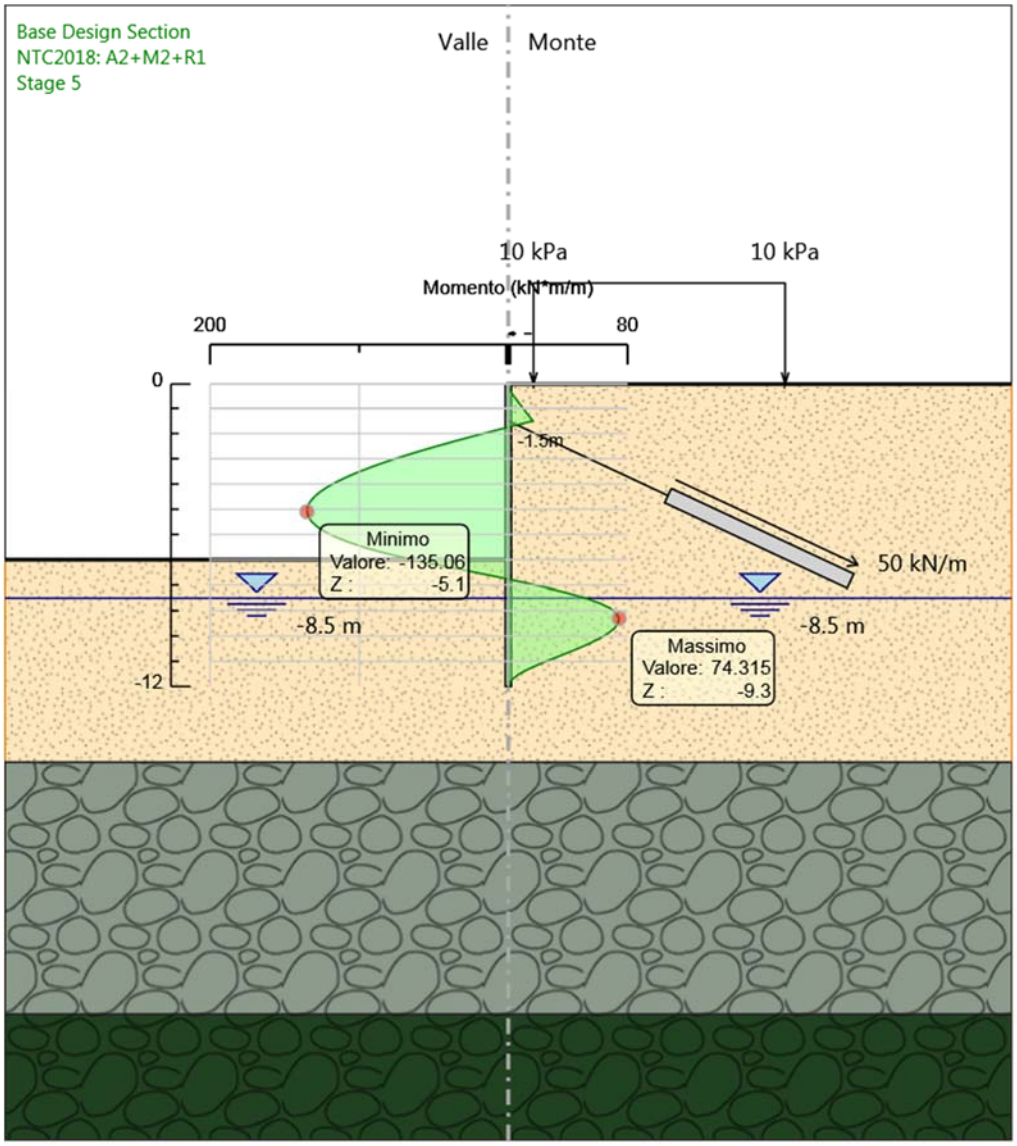

Base Design Section
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Stage 5
Valle
Monte
10 kPa
10 kPa
Taglio (kN/m)
60
90
0
Minimo
Valore: -55.389
Z : -1.5
-1.5m
50 kN/m
Massimo
Valore: 80.325
Z : -8.5m
-8.5 m
-12

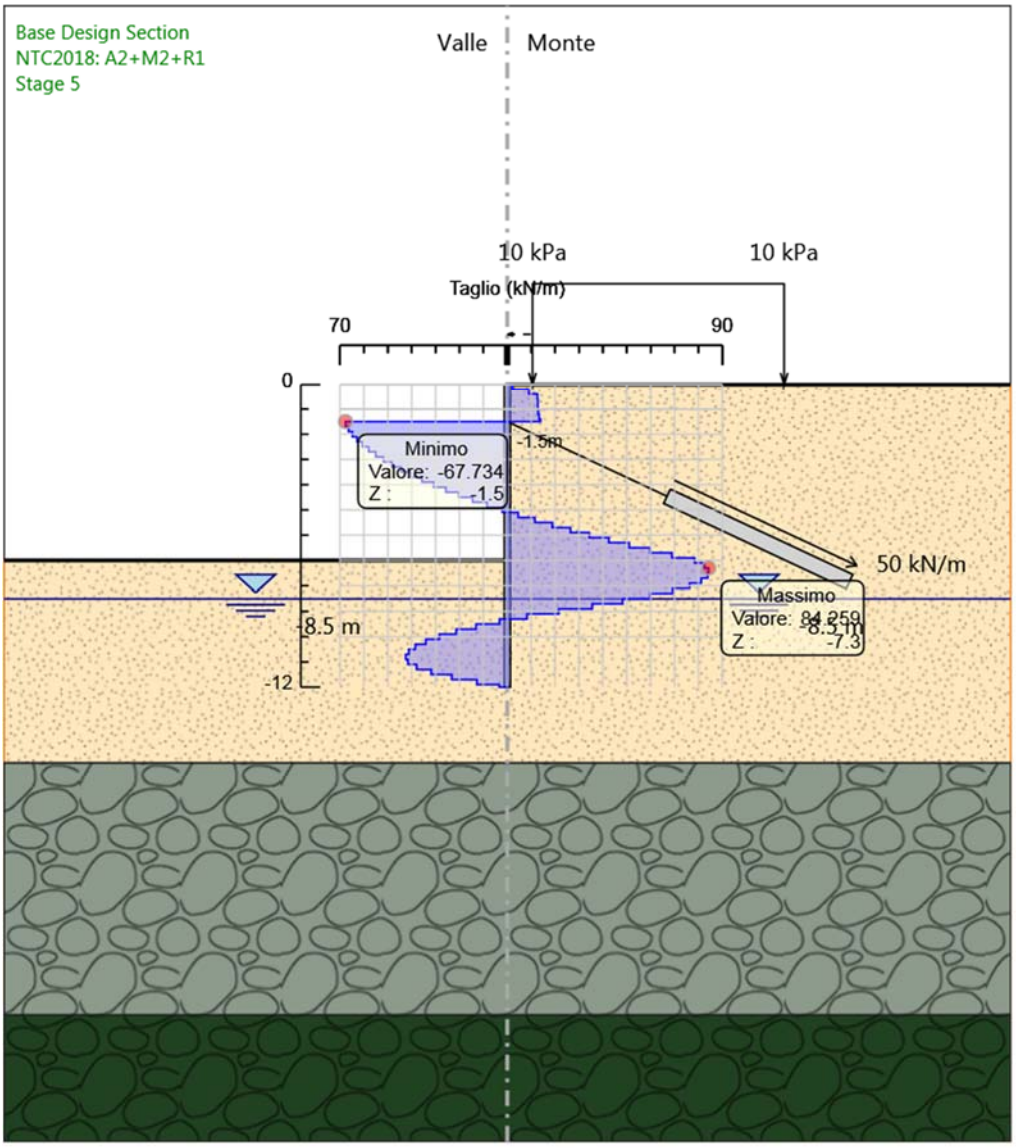

Base Design Section
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Stage 5
Valle
Monte
10 kPa
10 kPa
Spostamento (mm)
30
4
0
-12
Massimo
Valore: 3.0794
Z : 0
-1.5m
Minimo
Valore: -20.21
Z : -4.9
50 kN/m
-8.5 m
-8.5 m

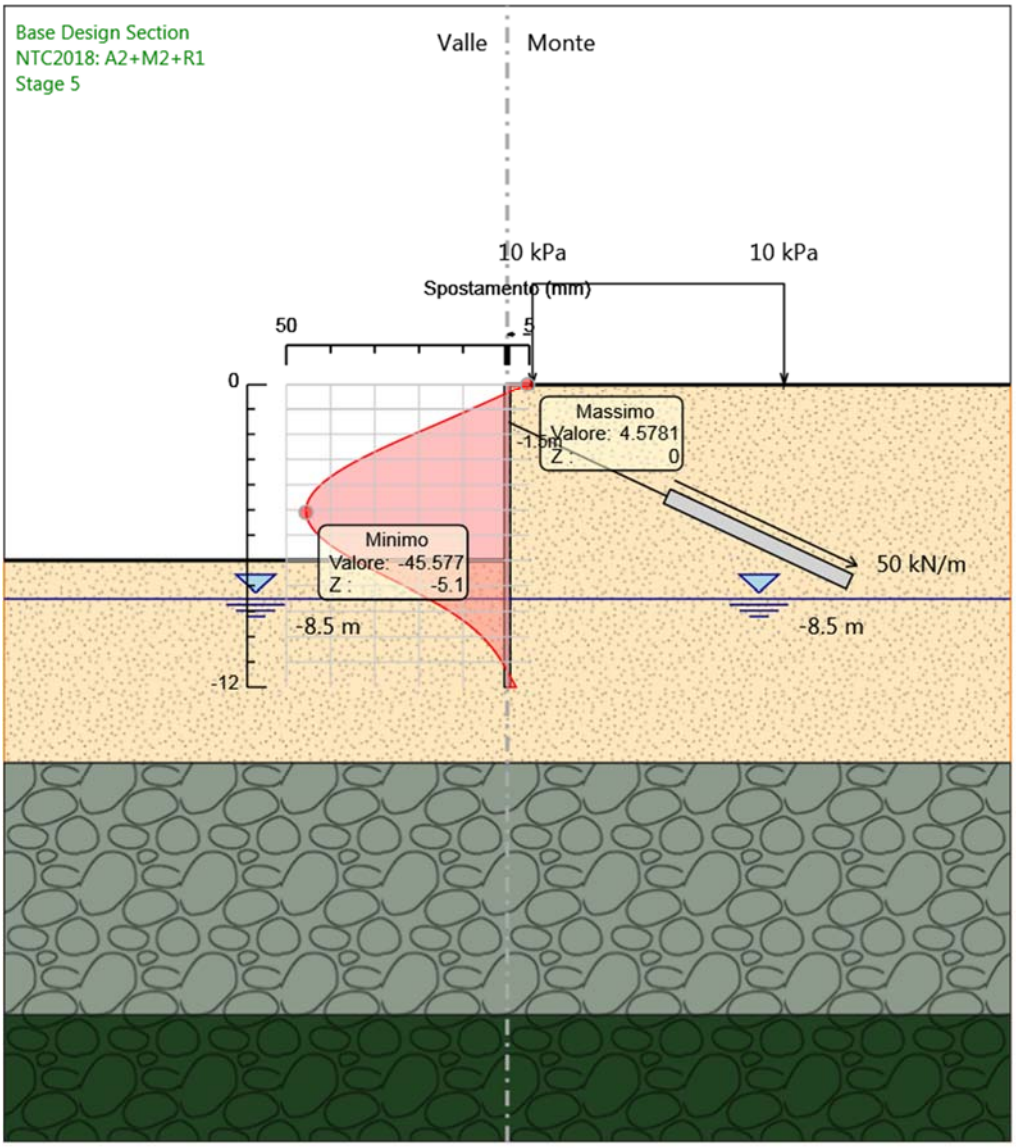
GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 5 / STAGE 5)

SLU – COMBINAZIONE A2+M2+R1




Base Design Section
NTC2018: A2+M2+R1
Stage 5
Valle
Monte
10 kPa
10 kPa
Taglio (kN/m)
70
90
0
Minimo
Valore: -67.734
Z : -1.5
-1.5m
50 kN/m
Massimo
Valore: 84.259
Z : -7.3
-8.5 m
-12

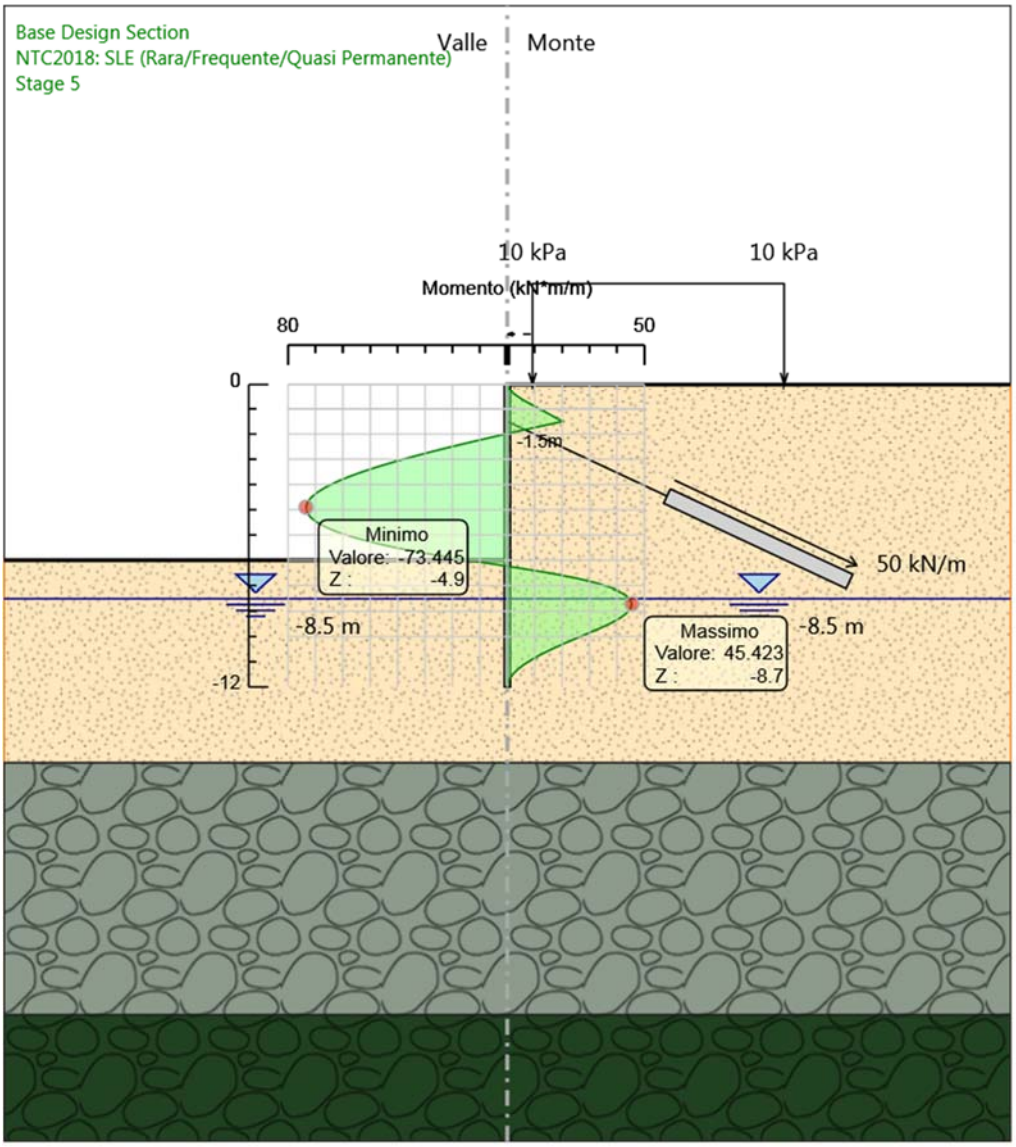

Base Design Section
NTC2018: A2+M2+R1
Stage 5
Valle
Monte
10 kPa
10 kPa
Spostamento (mm)
50
5
0
Massimo
Valore: 4.5781
Z : 0
-1.5m
Minimo
Valore: -45.577
Z : -5.1
50 kN/m
-8.5 m
-8.5 m
-12

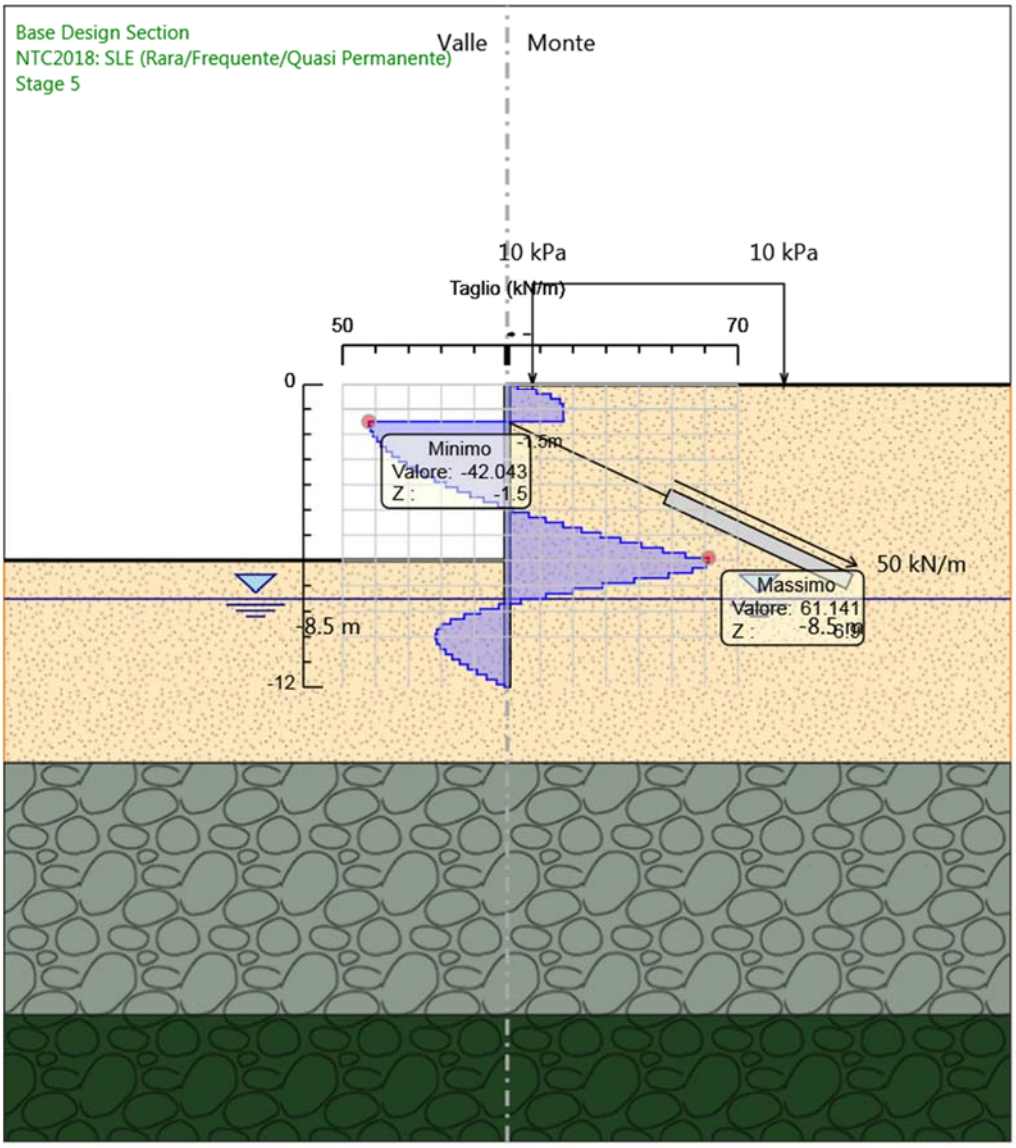
GRAFICI SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI

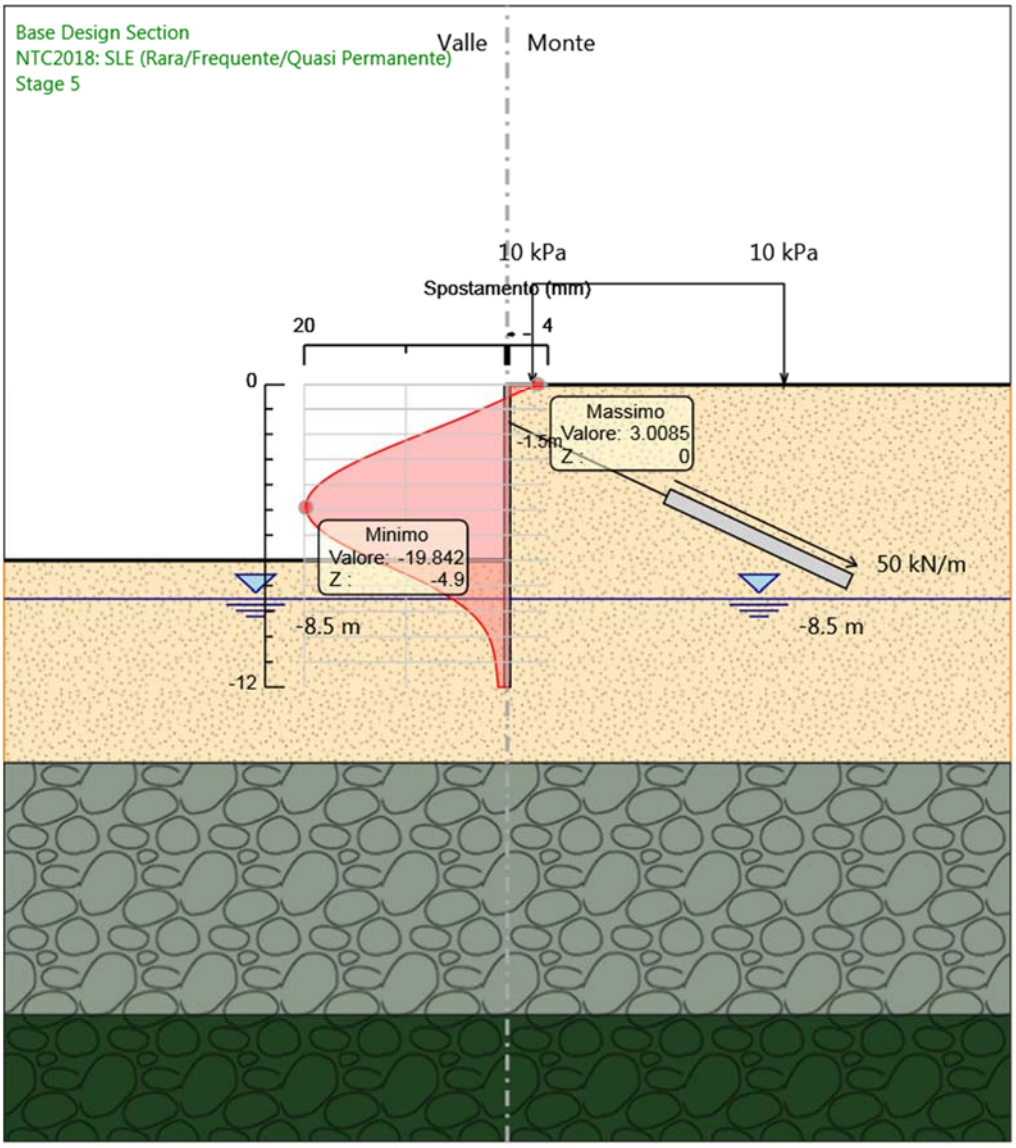
RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 5 / STAGE 5)

SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA

(RARA/FREQUENTE/QUASI PERMANENTE)




Base Design Section
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
Stage 5
Valle
Monte
10 kPa
10 kPa
Taglio (kN/m)
50
70
0
Minimo
Valore: -42.043
Z : -1.5
50 kN/m
Massimo
Valore: 61.141
-8.5 m
-12


Base Design Section
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
Stage 5
Valle
Monte
10 kPa
10 kPa
Spostamento (mm)
20
4
0
-1.5m
Massimo
Valore: 3.0085
Z : 0
Minimo
Valore: -19.842
Z : -4.9
50 kN/m
-8.5 m
-8.5 m
-12

VERIFICHE TIRANTI– COMBINAZIONE A1+M1+R3

TIRANTE	STAGE	SOLLECITAZIONE (KN)	RESISTENZA GEO (KN)	RESISTENZA STR (KN)	RATIO GEO	RATIO STR
Tieback	Stage 3	130,00	248,791	605,557	0,52	0,215
Tieback	Stage 4	135,22	248,791	605,557	0,54	0,223
Tieback	Stage 5	170,95	248,791	605,557	0,687	0,282

VERIFICHE TIRANTI– COMBINAZIONE A2+M2+R1

TIRANTE	STAGE	SOLLECITAZIONE (KN)	RESISTENZA GEO (KN)	RESISTENZA STR (KN)	RATIO GEO	RATIO STR
Tieback	Stage 3	100,00	248,791	605,557	0,40	0,17
Tieback	Stage 4	112,76	248,791	605,557	0,45	0,19
Tieback	Stage 5	181,66	248,791	605,557	0,73	0,3

VERIFICHE TIRANTI– SLE COMBINAZIONE (RARA/FREQUENTE/QUASI PERMANENTE)

TIRANTE	STAGE	SOLLECITAZIONE (KN)	RESISTENZA GEO (KN)	RESISTENZA STR (KN)	RATIO GEO	RATIO STR
Tieback	Stage 3	100,00	492,606	605,557	0,20	0,165
Tieback	Stage 4	103,88	492,606	605,557	0,21	0,172
Tieback	Stage 5	130,89	492,606	605,557	0,27	0,216

VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A MOMENTO FLETTENTE

Z (m)	TASSO DI SFRUTTAMENTO A MOMENTO	VERIFICATO
-5,1	0,863	SI

VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A TAGLIO

Z (m)	TASSO DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO	VERIFICATO
-7,3	0,061	SI

Di seguito vengono riportati i grafici di calcolo riguardanti la stabilità globale del manufatto secondo il metodo di Bishop. Trattandosi di opera provvisionale, in relazione a quanto previsto al *paragrafo 2.4.1 delle N.T.C. 2018*, nono sono state considerate verifiche di tipo sismico.

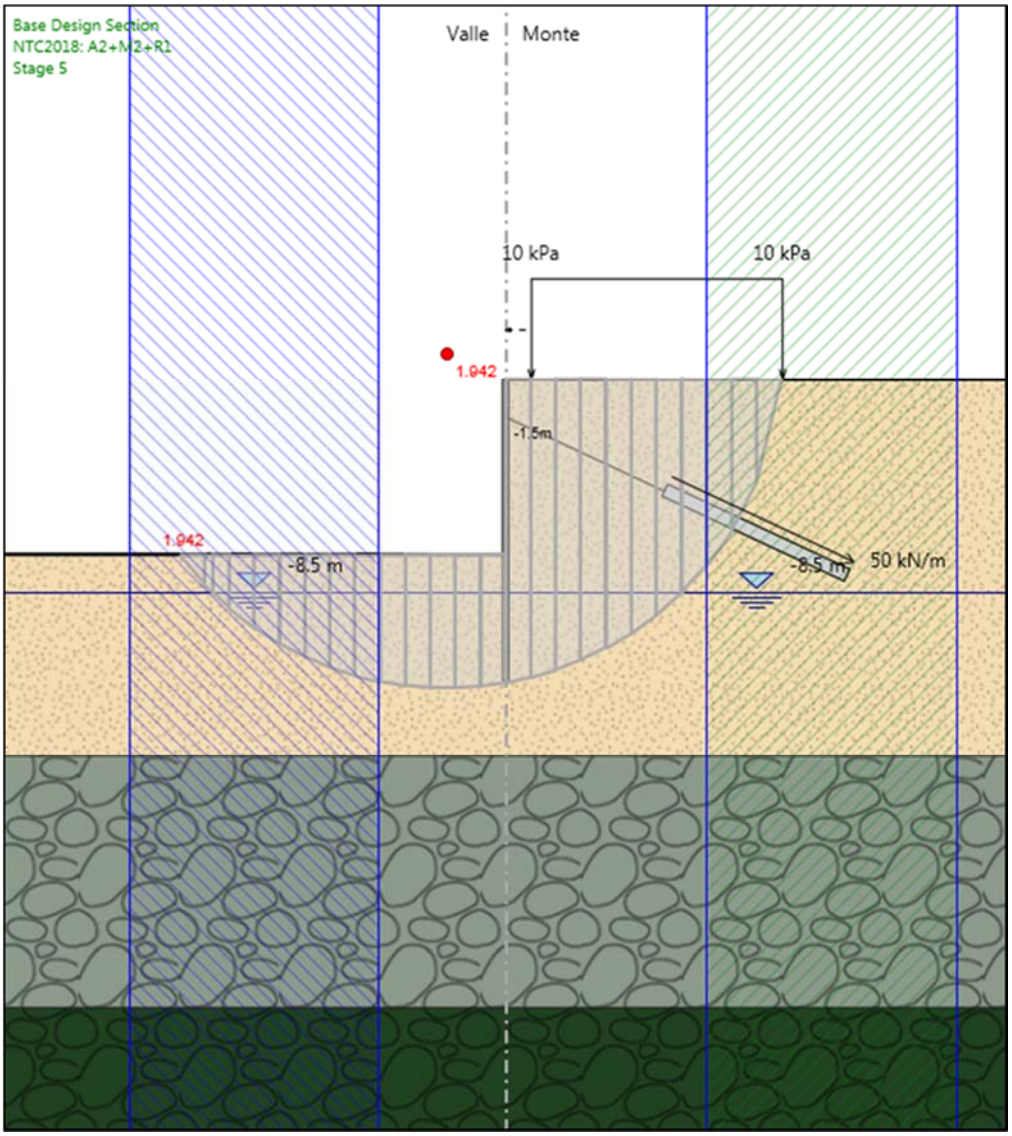


Grafico relativo alla condizione maggiormente critica. Il coefficiente di sicurezza sarà dato da:

$$FS = \frac{1{,}942}{\gamma_{R2}} = \frac{1{,}942}{1{,}1} = 1{,}76$$

e pertanto risulta essere sufficiente e compatibile con le finalità operative e cantieristiche previste per l'opera in esame.

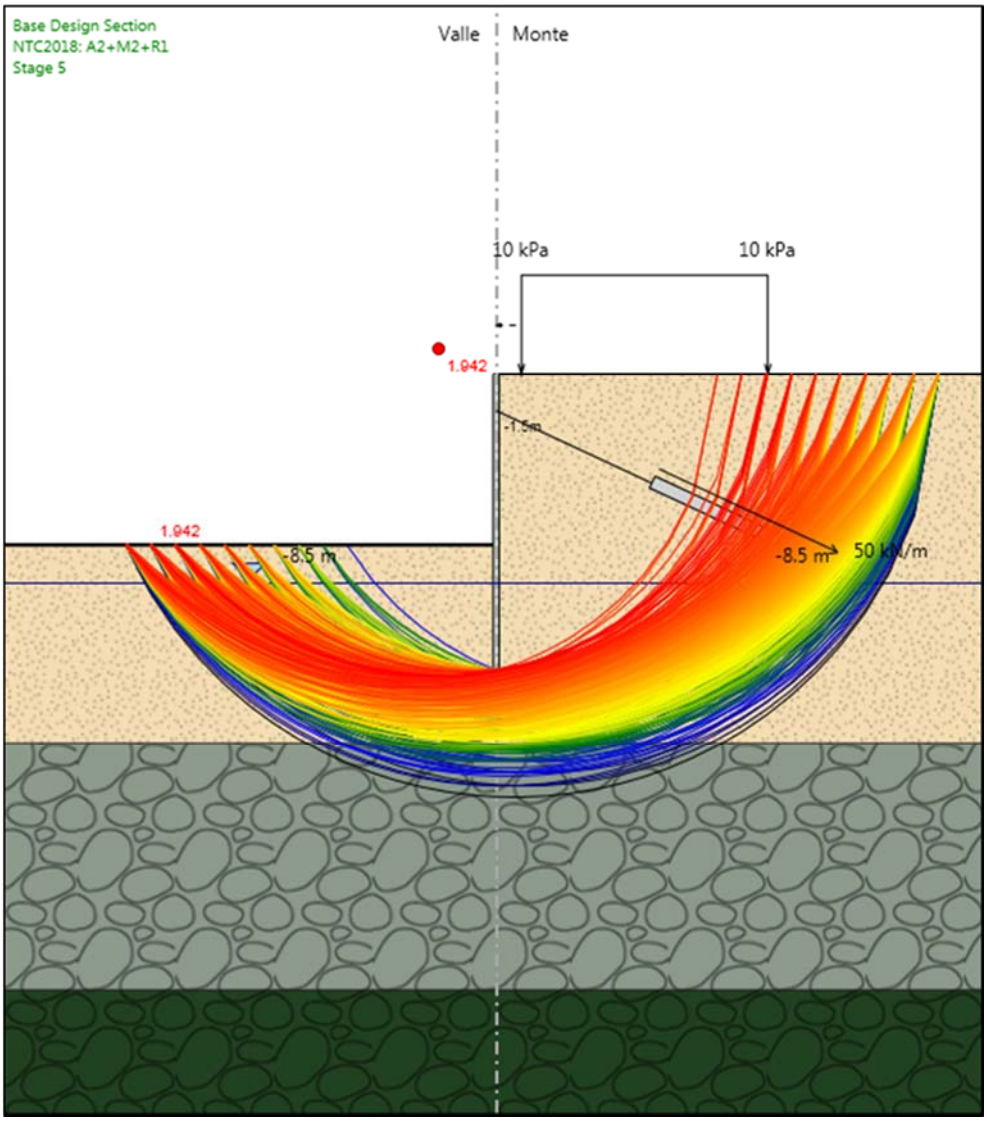


Grafico relativo a tutte le superfici critiche analizzate.

Tutte le verifiche geotecniche e strutturali della paratia e dei relativi elementi di rinforzo posso essere ritenute soddisfatte, con valori di spostamento in esercizio (<0,005H≈6 cm)e valori di sollecitazione in esercizio e a stato limite ultimo ammissibili e compatibili con l'uso e la funzionalità cantieristica dell'opera.

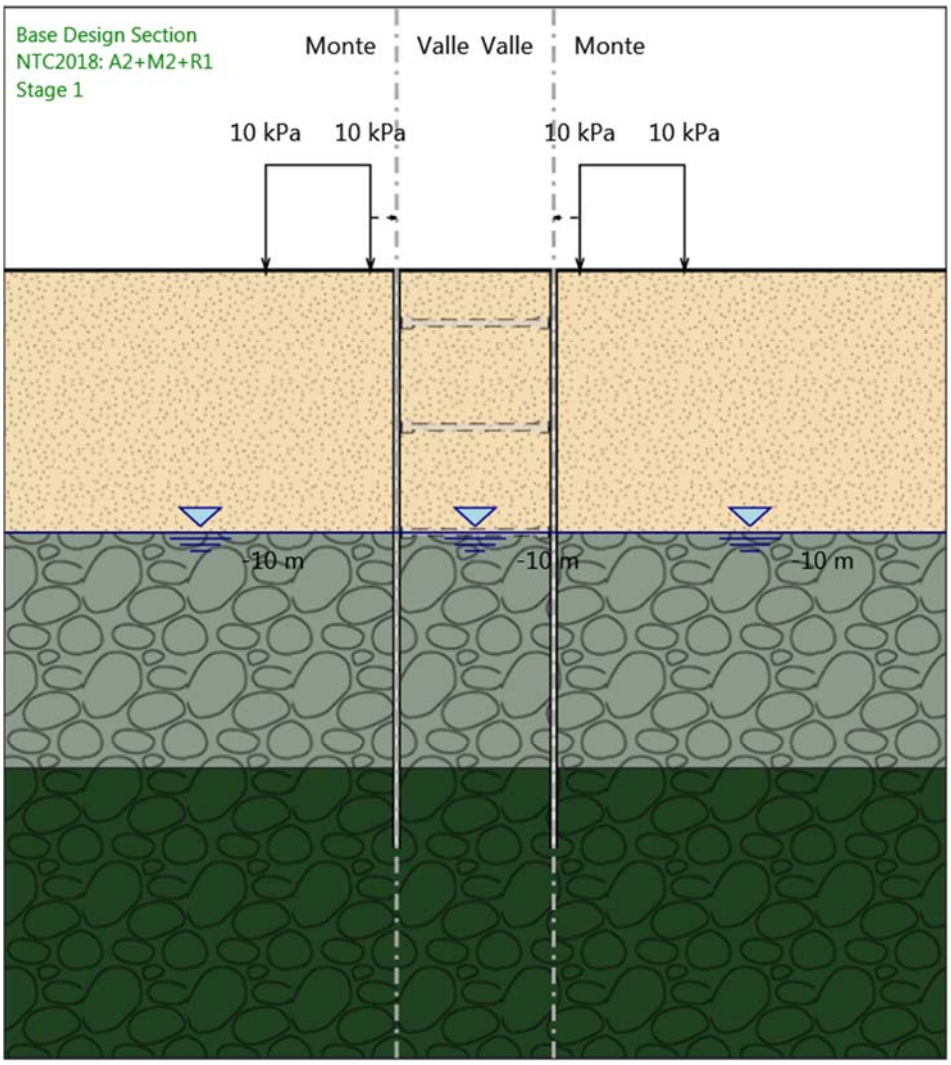
8.6.4 Paratie di sostegno canale di presa e scarico di fondo

Vengono riportati in tabella i valori dei parametri geotecnici considerati per le varie unità geotecniche e relative quote. Essendo un'opera provvisionale che penetra oltre l'Orizzonte II e tenendo conto delle quote relative delle singole unità geotecniche, vengono utilizzati valori massimi e medi dei parametri geotecnici delle rispettive prime due unità geotecniche del terreno.

Strato di Terreno	**Quota relativa**	**Terreno**	**γ dry**	**γ sat**	**ø'**	**c'**	**E**
	m		**kN/m^3**	**kN/m^3**	**°**	**kPa**	**kPa**
1	0.0	Coltre superficiale e roccia alterata	19	20	32	10	30000
2	-10.0	Roccia fratturata	24	25	35	50	800000
3	-19.0	Roccia di base debolmente fratturata	26	26	42	130	2500000

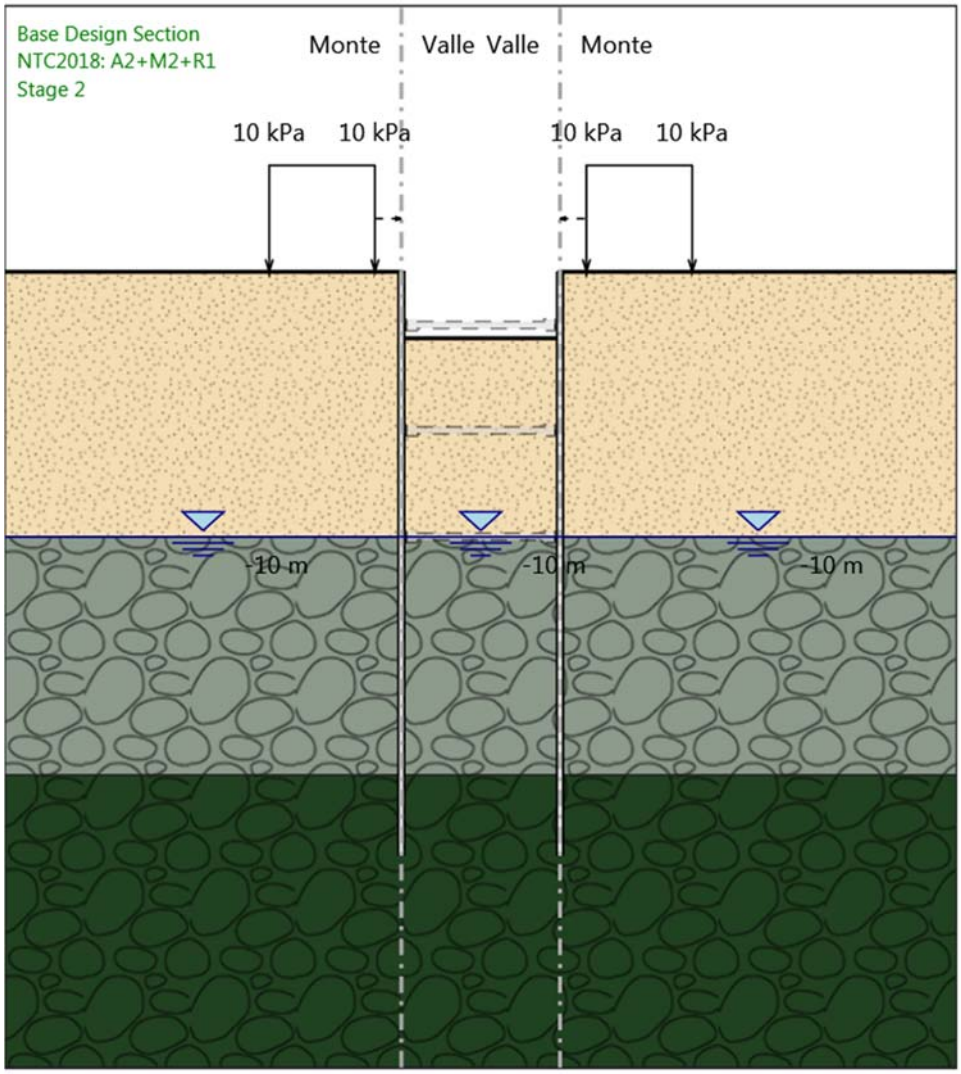
L'esecuzione e lo scavo dell'opera verranno eseguiti con invaso diga scarico, ovvero in assenza di invaso, ad avvenuta ultimazione del microtunneling e della torre di presa. La quota assoluta della falda viene, comunque, posta cautelativamente a circa 551,0 m s.l.m.

FASE 1 – condizione geostatica (+0,00)



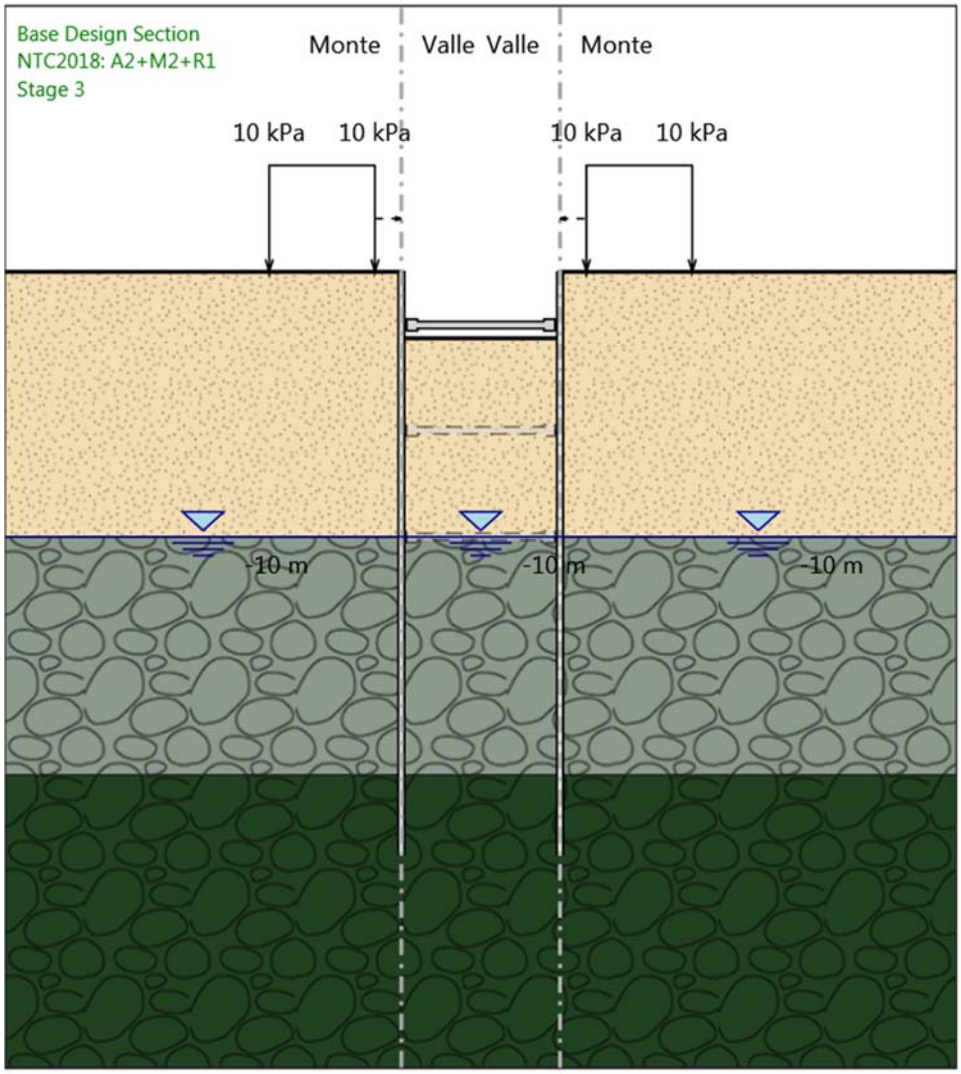
Descrizione attività ed operazioni esecutive: approntamento cantiere ed esecuzione paratie sino alla profondità prevista ed esecuzione trave di coronamento in c.c.a..

FASE 2 – scavo a quota relativa -2,5 m



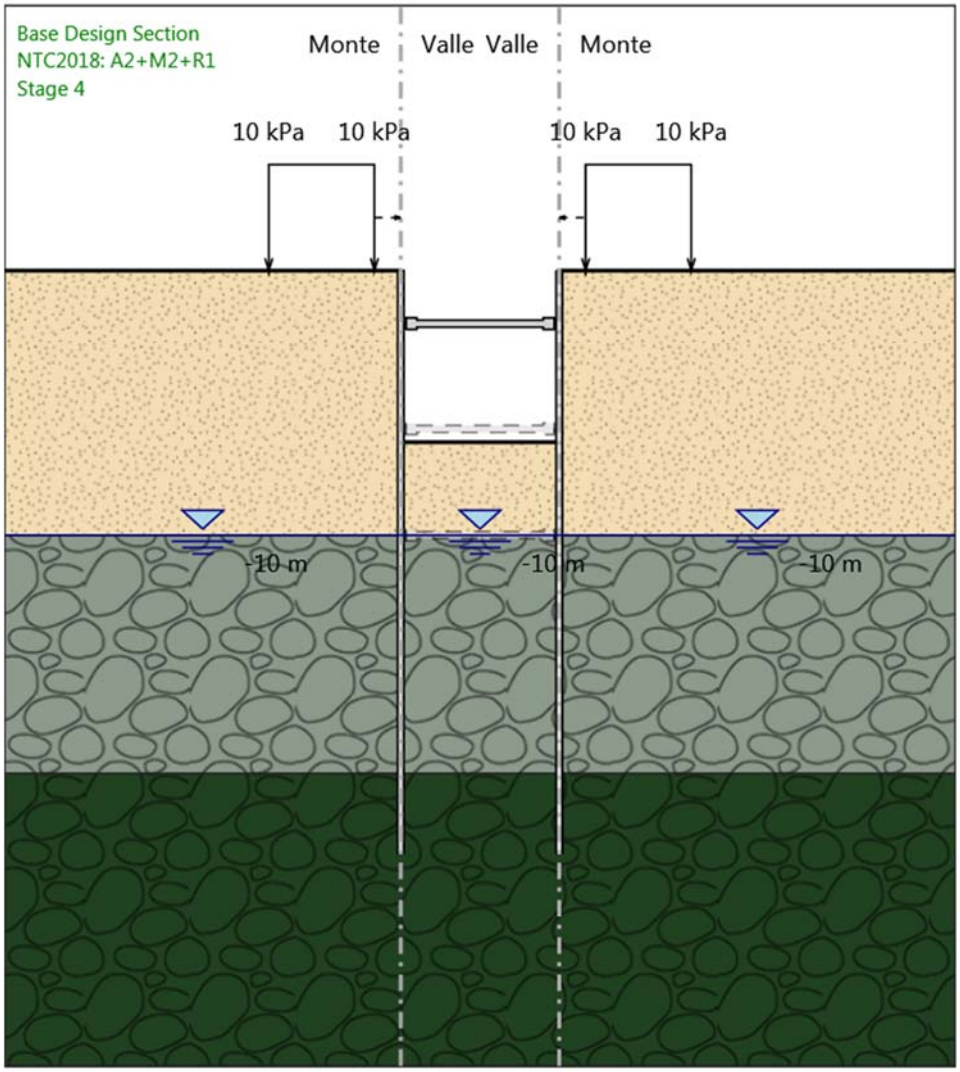
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo fino a profondità relativa di -2,5 m da p.c.

FASE 3 – scavo a quota relativa -2,5 m e installazione trave di contrasto



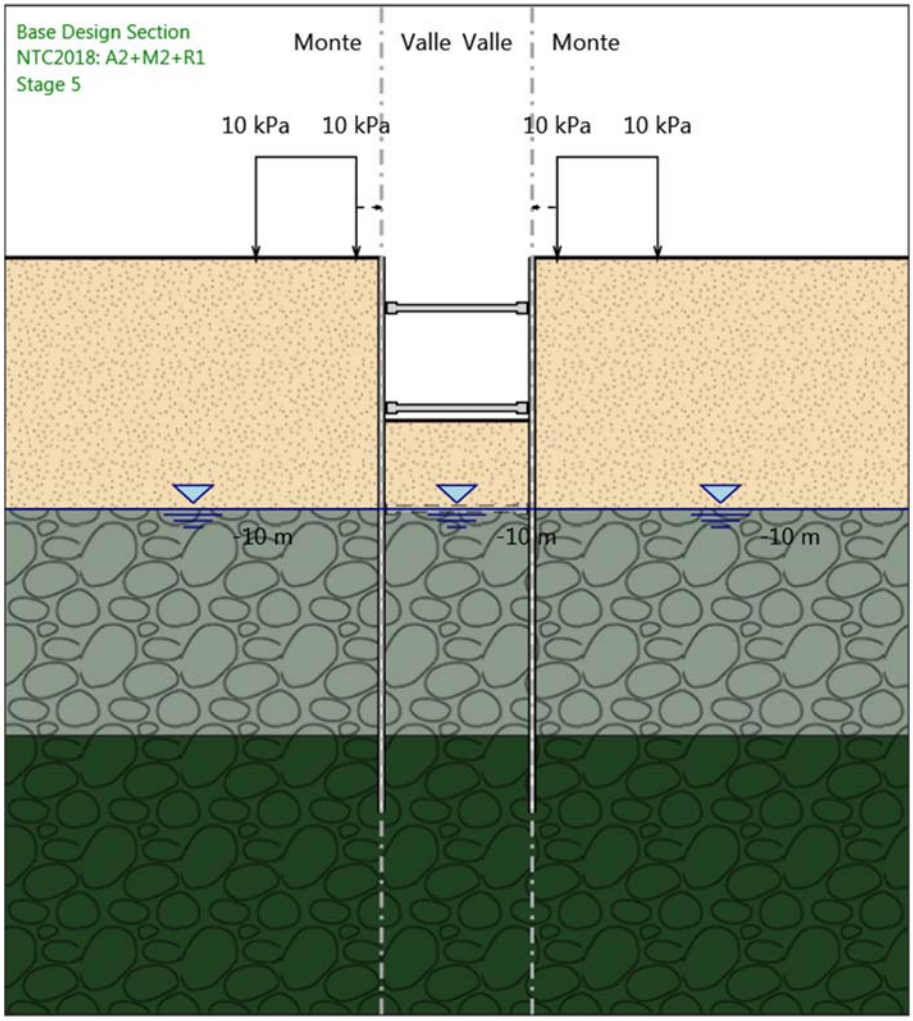
Descrizione attività ed operazioni esecutive: installazione I° fila (superiore) delle travi di ripartizione longitudinale (2xHEA200) e puntoni di contrasto trasversale a passo 2,7 m.

FASE 4 – scavo a quota relativa -6,5 m



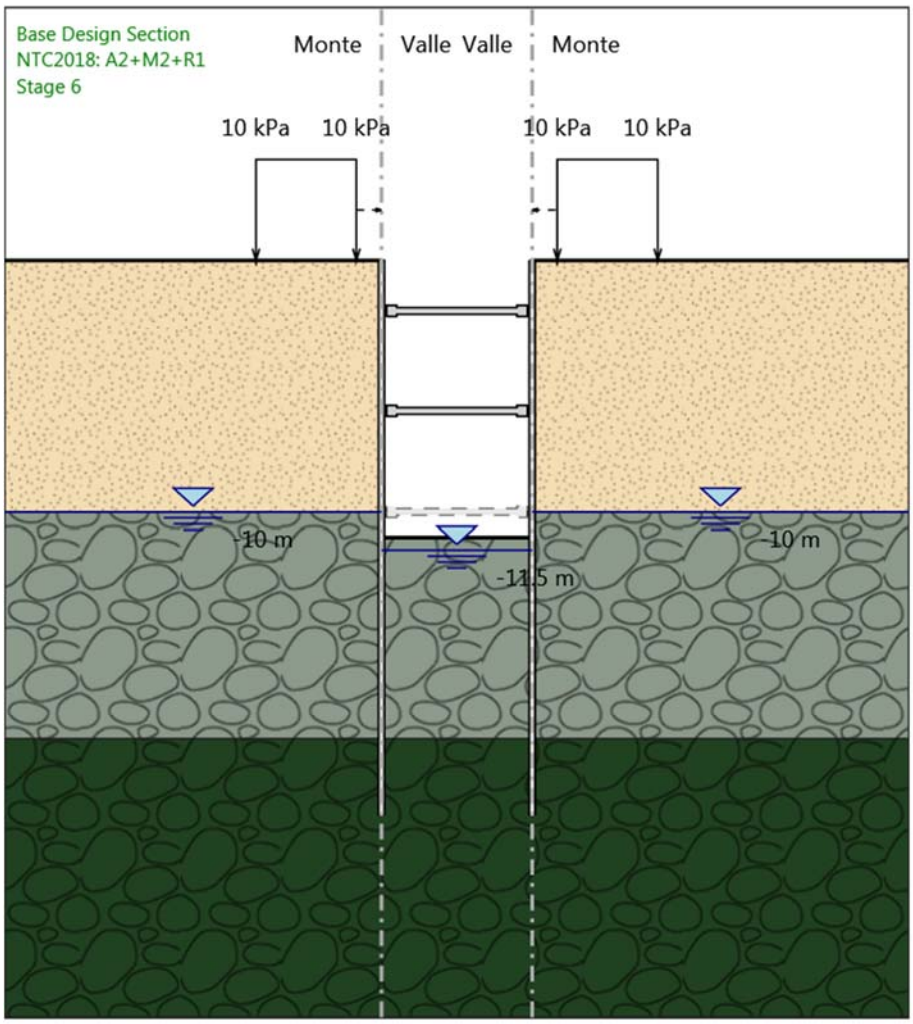
Descrizione attività ed operazioni esecutive: completamento scavo fino a profondità relativa di -6,5 m da p.c..

FASE 5 – scavo a quota relativa -6,5 m e installazione II fila (inferiore) di travi di contrasto



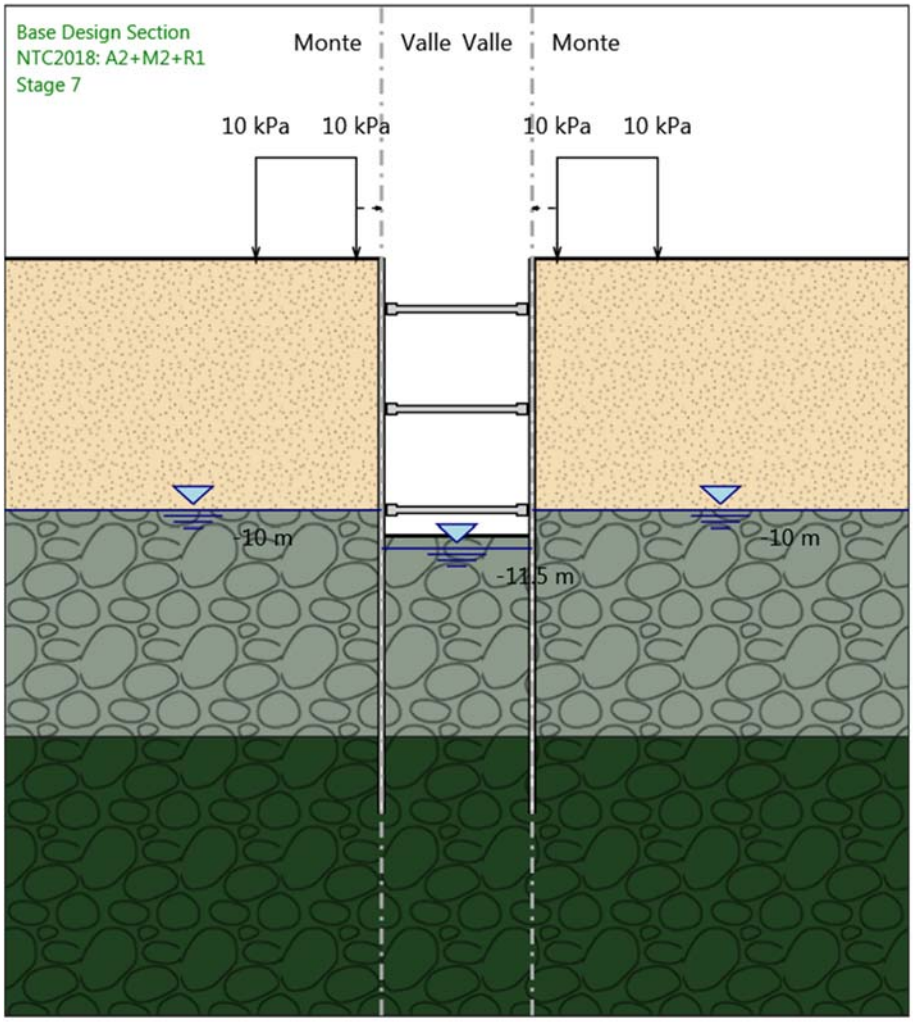
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo a profondità relativa di -6,5 m da p.c. ed installazione II° fila (inferiore) delle travi di ripartizione longitudinale (2xHEA200) e puntoni di contrasto trasversale a passo 2,7 m.

FASE 6 – scavo a quota relativa -11 m



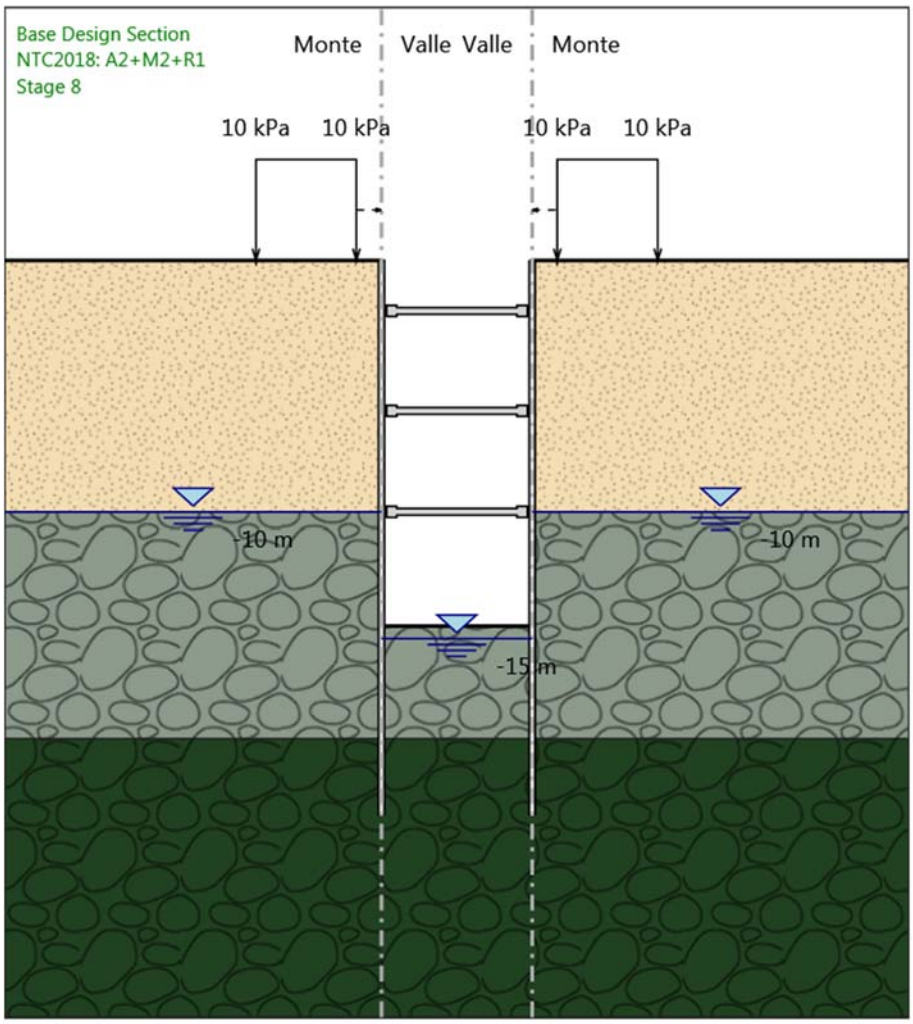
Descrizione attività ed operazioni esecutive: completamento scavo fino a profondità relativa di -11 m da p.c. con contestuale eventuale aggottamento della falda con sistema well-point o pompaggio equivalente.

FASE 7 – scavo a quota relativa -11 m e installazione III fila (inferiore) di travi di contrasto



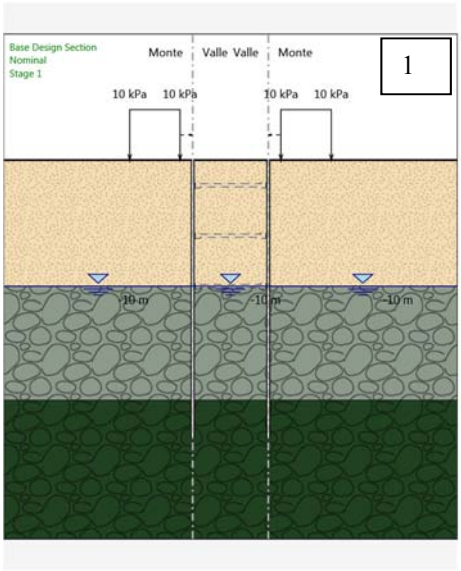
Descrizione attività ed operazioni esecutive: scavo a profondità relativa di -11 m da p.c. ed installazione III° fila (inferiore) delle travi di ripartizione longitudinale (2xHEA200) e puntoni di contrasto trasversale a passo 2,7 m.

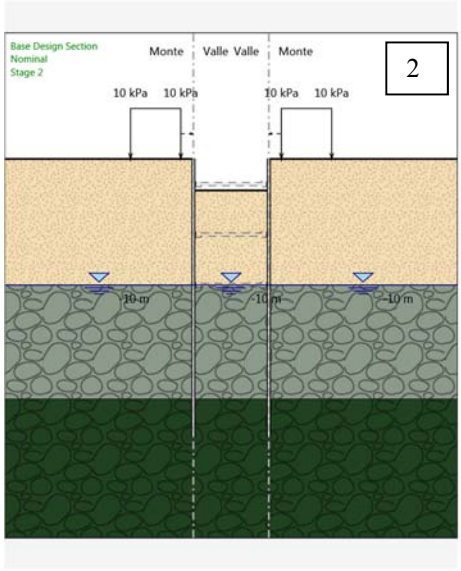
FASE 8 – scavo a quota relativa -15 m

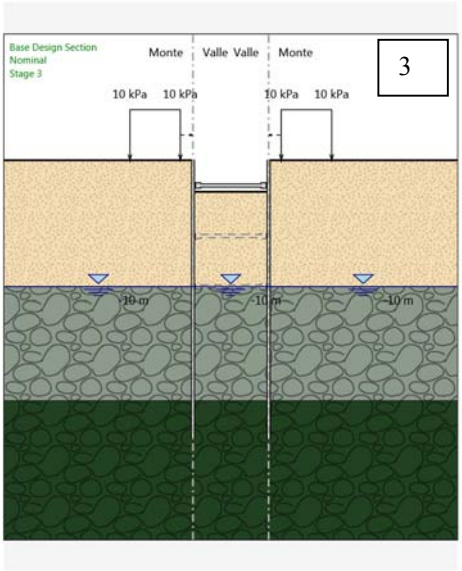


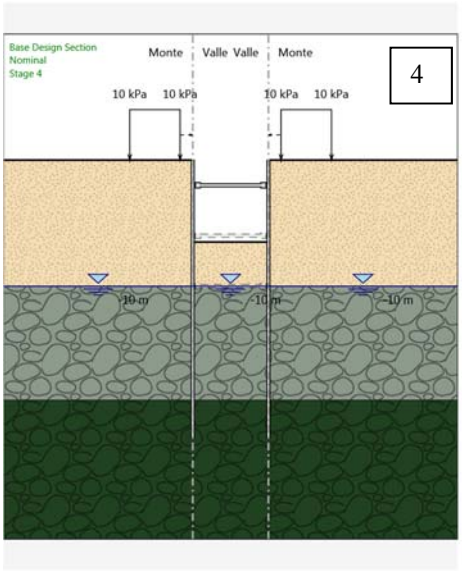
Descrizione attività ed operazioni esecutive: completamento scavo fino a profondità relativa di -15 m da p.c. con contestuale eventuale aggottamento della falda con sistema well-point o pompaggio equivalente.

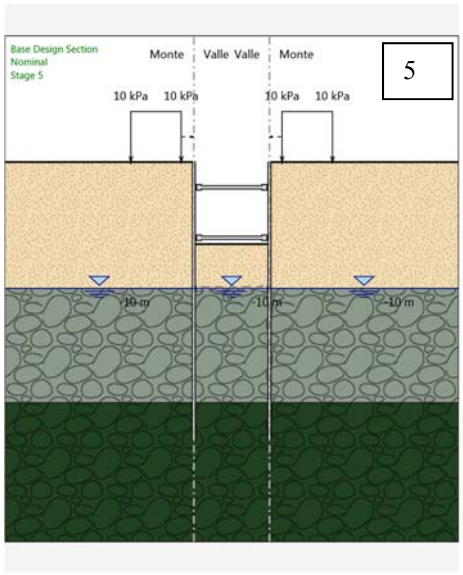
RIEPILOGO FASI DI SCAVO

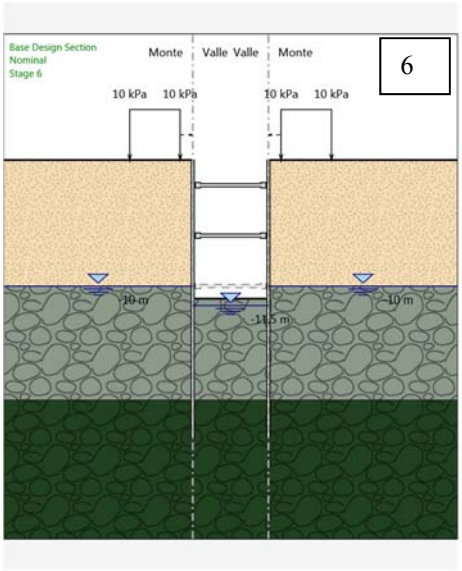


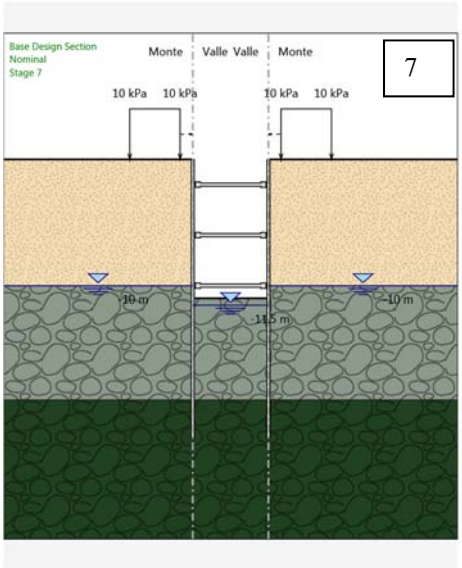


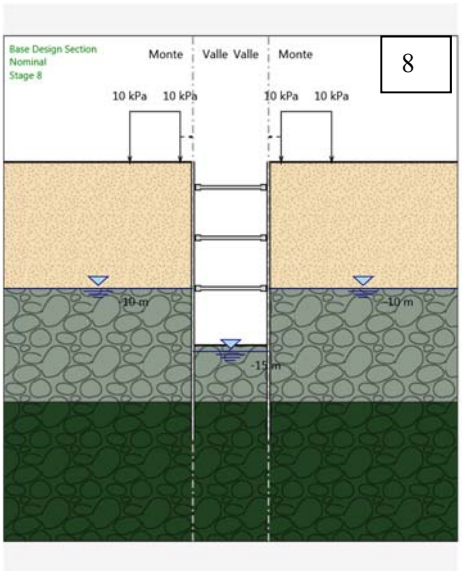





Base Design Section
Nominal
Stage 5
Monte
Valle Valle
Monte
5
10 kPa
10 kPa
10 kPa
10 kPa
-10 m
-10 m
-10 m


Base Design Section
Nominal
Stage 6
Monte
Valle Valle
Monte
6
10 kPa
10 kPa
10 kPa
10 kPa
-10 m
-11.5 m
-10 m


Base Design Section
Nominal
Stage 7
Monte
Valle Valle
Monte
7
10 kPa
10 kPa
10 kPa
10 kPa
-10 m
-11.5 m
-10 m


Base Design Section
Nominal
Stage 8
Monte
Valle Valle
Monte
8
10 kPa
10 kPa
10 kPa
10 kPa
-10 m
-15 m
-10 m

Riepilogo per la DA <NTC2018: A1+M1+R1>

Parete <Paratia sinistra>

Min. spostamento laterale [mm] -1.61 Z = 0 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)
Max. spostamento laterale [mm] 12.26 Z = -8 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.05 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.11 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 88.16 Z = -8.4 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
Max. taglio [kN/m] 114.88 Z = -14.6 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
SteelWord: massimo sfruttamento in flessione 0.38 Z = -8.4 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
SteelWord: massimo sfruttamento a taglio 0.069 Z = -14.4 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)

Parete <Paratia destra>

Min. spostamento laterale [mm] -12.26 Z = -8 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
Max. spostamento laterale [mm] 1.61 Z = 0 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.11 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.05 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 1)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 88.16 Z = -8.4 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
Max. taglio [kN/m] 114.88 Z = -14.6 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
SteelWord: massimo sfruttamento in flessione 0.38 Z = -8.4 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
SteelWord: massimo sfruttamento a taglio 0.069 Z = -14.4 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)

Risultati puntoni (truss)

Puntone_2 (1 / 2.7 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 4)
Min. forza [kN] -415.24 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.57 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt. 0.51 STEEL D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt. 0.51 STEEL D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 7)
Puntone_3 (1 / 2.7 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 6)

Min. forza [kN] -478.81 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.65 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt. 0.58 STEEL D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt. 0.58 STEEL D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 8)
Puntone_1 (1 / 2.7 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 2)
Min. forza [kN] -181.56 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.26 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Stage 5)

Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1>

Parete <Paratia sinistra>

Min. spostamento laterale [mm] -3.24 Z = 0 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)
Max. spostamento laterale [mm] 20 Z = -8 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.08 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.2 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)

Risultati Elementi parete (Beam)
Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 101.13 Z = -8.4 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Max. taglio [kN/m] 127.53 Z = -14.6 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
SteelWord: massimo sfruttamento in flessione 0.436 Z = -8.4 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
SteelWord: massimo sfruttamento a taglio 0.076 Z = -14.4 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)

Parete <Paratia destra>

Min. spostamento laterale [mm] -20 Z = -8 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Max. spostamento laterale [mm] 3.24 Z = 0 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.2 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.08 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 1)

Risultati Elementi parete (Beam)
Paratia dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 101.13 Z = -8.4 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Max. taglio [kN/m] 127.53 Z = -14.6 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
SteelWord: massimo sfruttamento in flessione 0.436 Z = -8.4 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
SteelWord: massimo sfruttamento a taglio 0.076 Z = -14.4 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)

Risultati puntoni (truss)

Puntone_2 (1 / 2.7 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)
Min. forza [kN] -463.62 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.62 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt. 0.56 STEEL D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt. 0.56 STEEL D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 7)
Puntone_3 (1 / 2.7 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 6)
Min. forza [kN] -637 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.85 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt. 0.78 STEEL D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt. 0.78 STEEL D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 8)
Puntone_1 (1 / 2.7 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 2)
Min. forza [kN] -232.91 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 4)
SteelWorld: massimo sfruttamento 0.32 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 5)

Riepilogo per la DA <NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>

Parete <Paratia sinistra>

Min. spostamento laterale [mm] -1.6 Z = 0 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)
Max. spostamento laterale [mm] 12.17 Z = -8 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.05 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 1)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.11 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia sx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 67.5 Z = -8.4 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
Max. taglio [kN/m] 88.16 Z = -14.6 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)
SteelWord: massimo sfruttamento in flessione 0.291 Z = -8.4 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
SteelWord: massimo sfruttamento a taglio 0.053 Z = -14.4 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)

Parete <Paratia destra>

Min. spostamento laterale [mm] -12.17 Z = -8 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)
Max. spostamento laterale [mm] 1.6 Z = 0 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.11 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.05 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 1)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia dx Max. momento (assoluto) [kNm/m] 67.5 Z = -8.4 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)

Max. taglio [kN/m] 88.16 Z = -14.6 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)

SteelWord: massimo sfruttamento in flessione 0.291 Z = -8.4 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)

SteelWord: massimo sfruttamento a taglio 0.053 Z = -14.4 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)

Risultati puntoni (truss)

Puntone_2 (1 / 2.7 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)

Min. forza [kN] -317.17 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)

SteelWorld: massimo sfruttamento 0.43 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)

Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt. 0.39 STEEL D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)

Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt. 0.39 STEEL D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 7)

Puntone_3 (1 / 2.7 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 6)

Min. forza [kN] -366.49 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)

SteelWorld: massimo sfruttamento 0.5 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)

Trave di rip. (Lato SX):Max. coeff. sfrutt. 0.45 STEEL D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)

Trave di rip. (Lato DX):Max. coeff. sfrutt. 0.45 STEEL D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 8)

Puntone_1 (1 / 2.7 m) Max. forza [kN] 0 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)

Min. forza [kN] -137.43 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 4)

SteelWorld: massimo sfruttamento 0.2 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)

GRAFICO SOLLECITAZIONI (MOMENTO FLETTENTE)

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA 7 (STAGE 7)

SLU – COMBINAZIONE A1+M1+R1

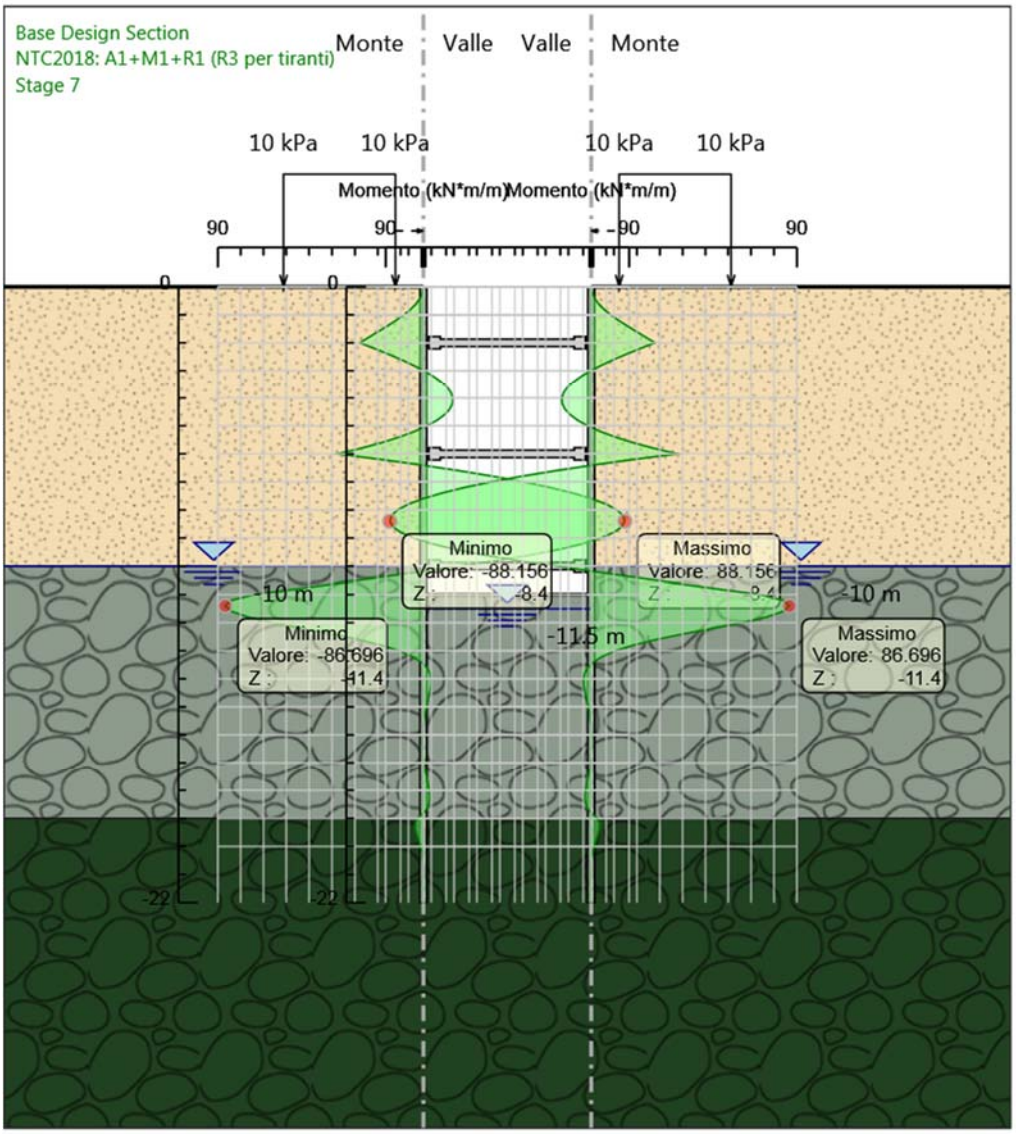


GRAFICO SOLLECITAZIONI (MOMENTO FLETTENTE)

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA 8 (STAGE 8)

SLU – COMBINAZIONE A1+M1+R1

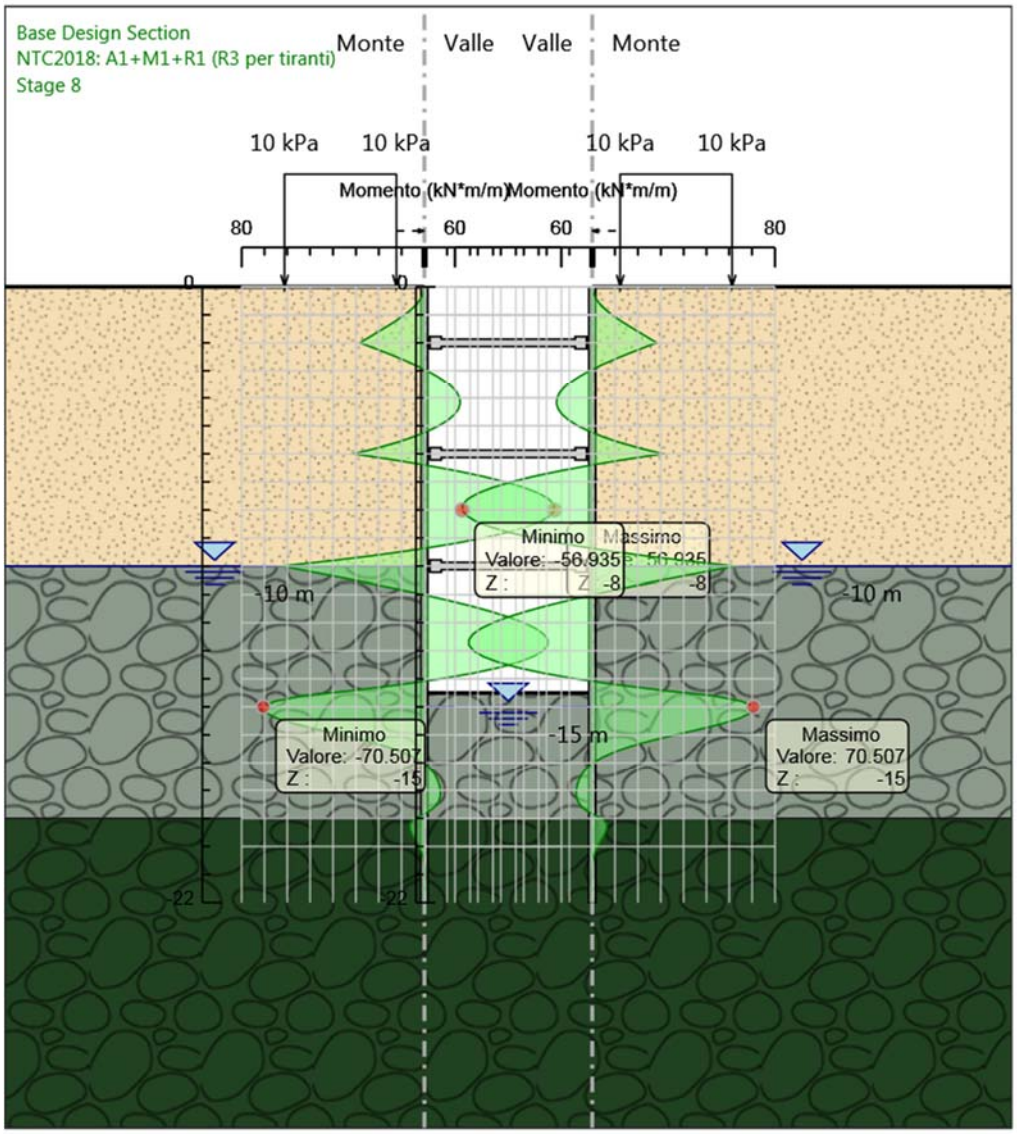


GRAFICO SPOSTAMENTI

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA 7 (STAGE 7)

SLU – COMBINAZIONE A1+M1+R1

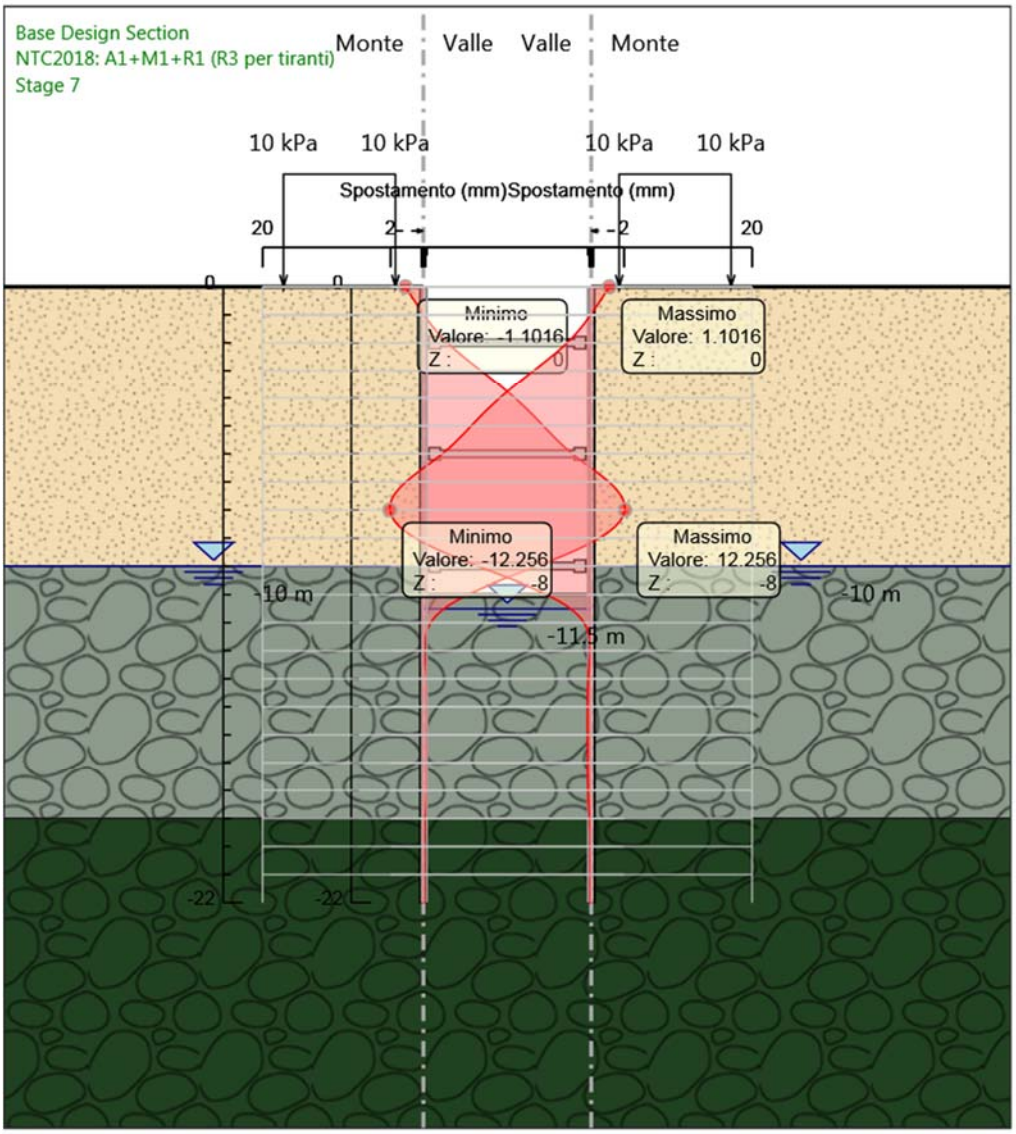


GRAFICO SPOSTAMENTI

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA 8 (STAGE 8)

SLU – COMBINAZIONE A1+M1+R1

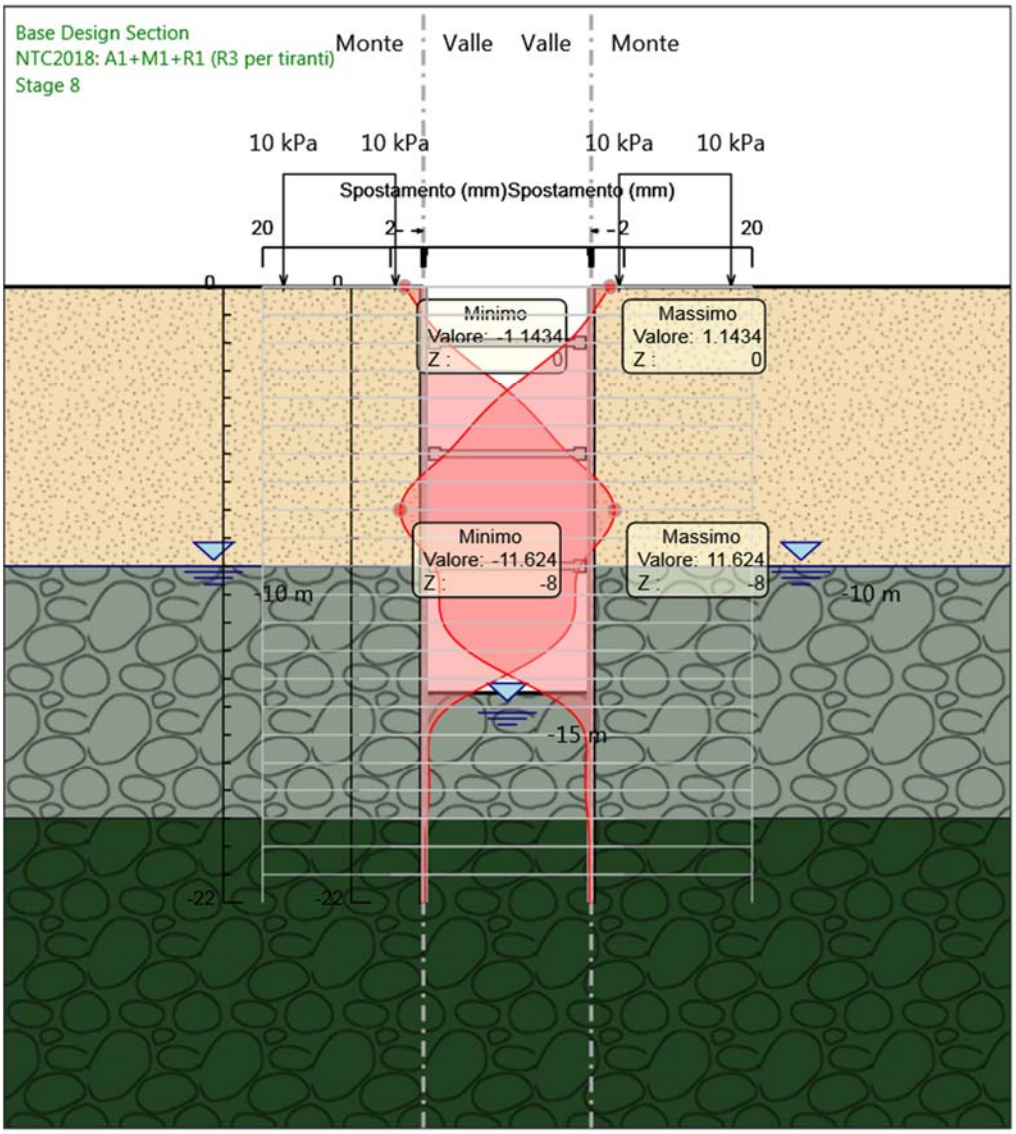


GRAFICO SOLLECITAZIONI (TAGLIO)

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 8 / STAGE 8)

SLU – COMBINAZIONE A1+M1+R1

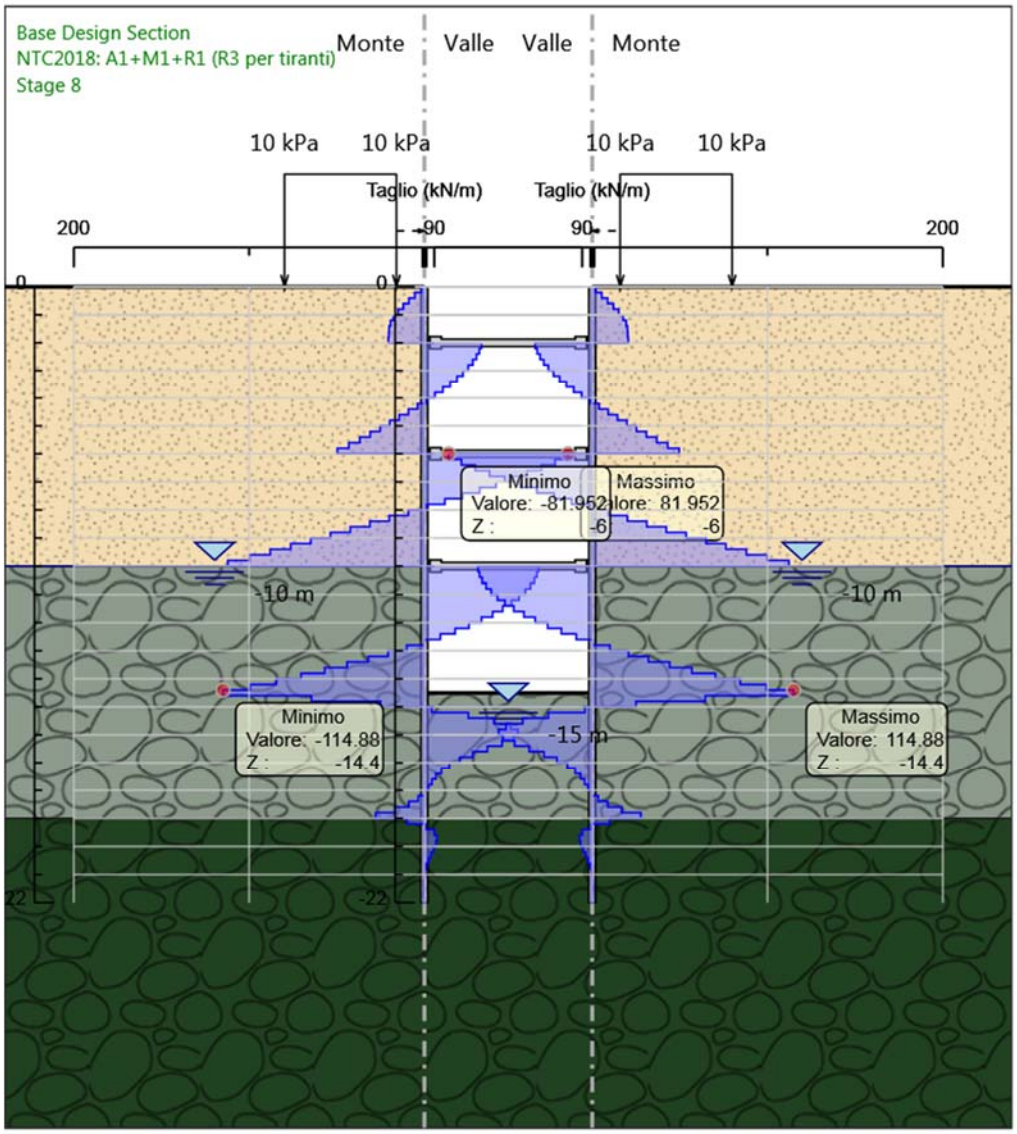


GRAFICO SOLLECITAZIONI (MOMENTO FLETTENTE)

RELATIVO ALLA FASE COSTRUTTIVA FASE (STAGE 7)

SLU – COMBINAZIONE A2+M2+R1

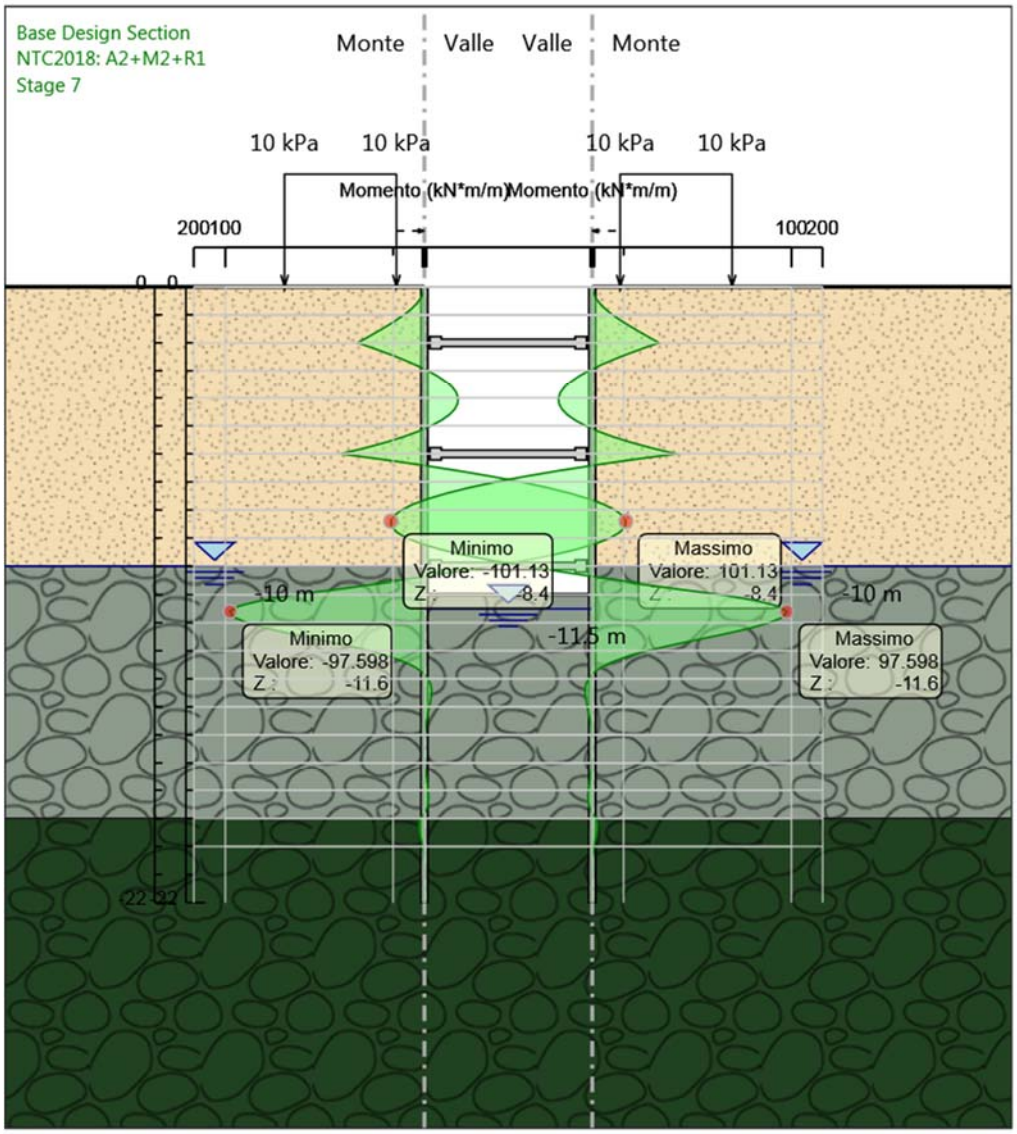


GRAFICO SOLLECITAZIONI (MOMENTO FLETTENTE)

RELATIVO ALLA FASE COSTRUTTIVA FASE (STAGE 8)

SLU – COMBINAZIONE A2+M2+R1

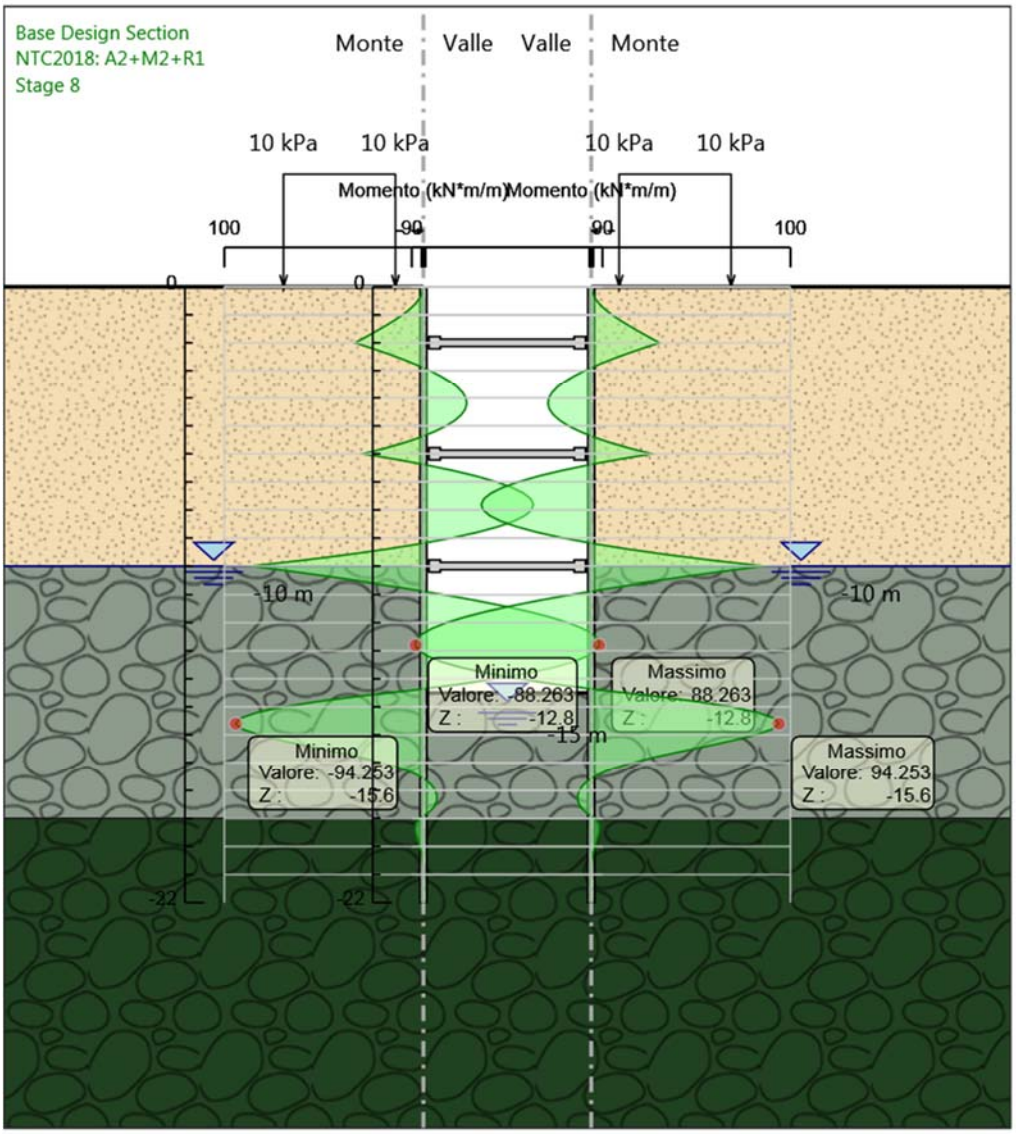


GRAFICO SPOSTAMENTI

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA 7 (STAGE 7)

SLU – COMBINAZIONE A2+M2+R1

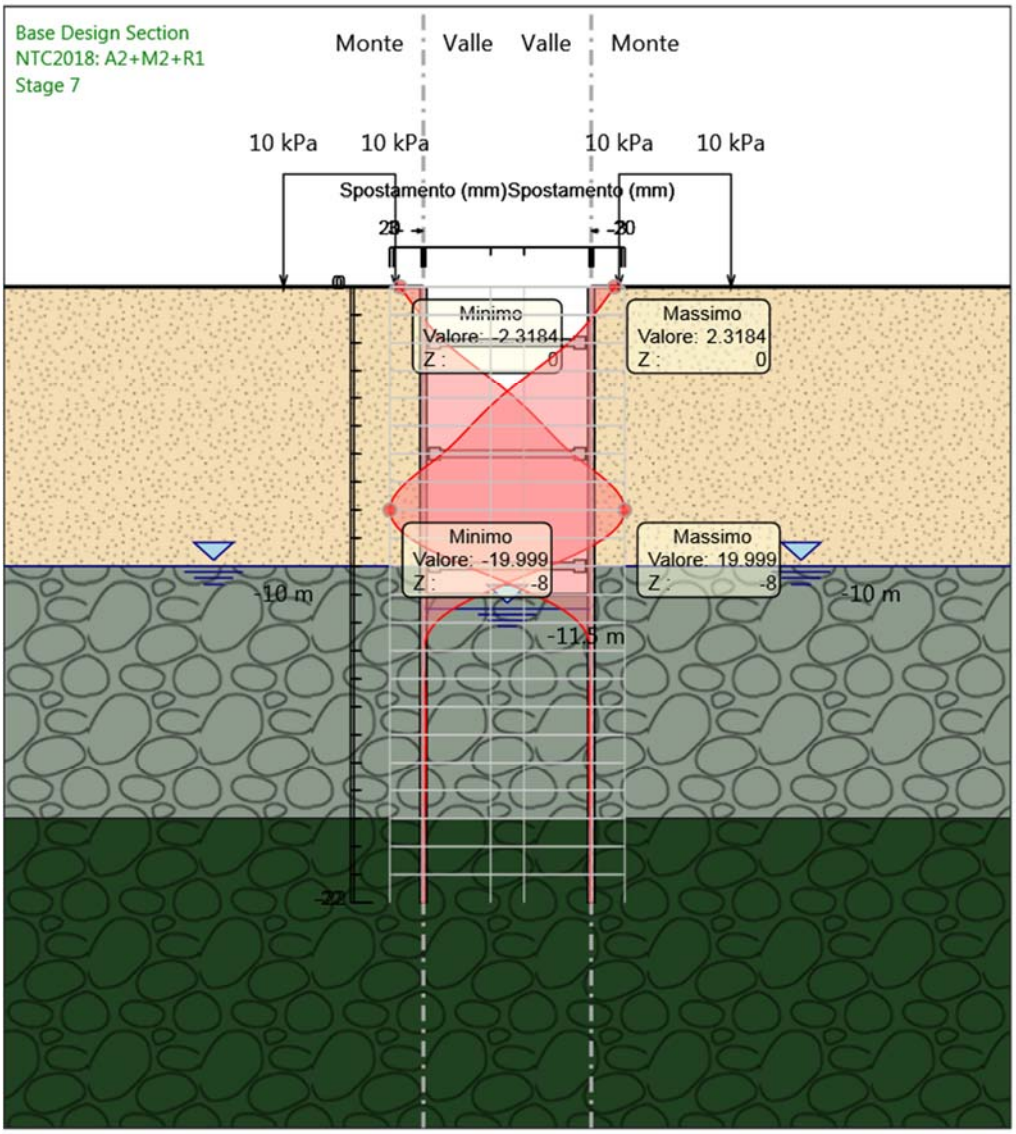


GRAFICO SPOSTAMENTI

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA 8 (STAGE 8)

SLU – COMBINAZIONE A2+M2+R1

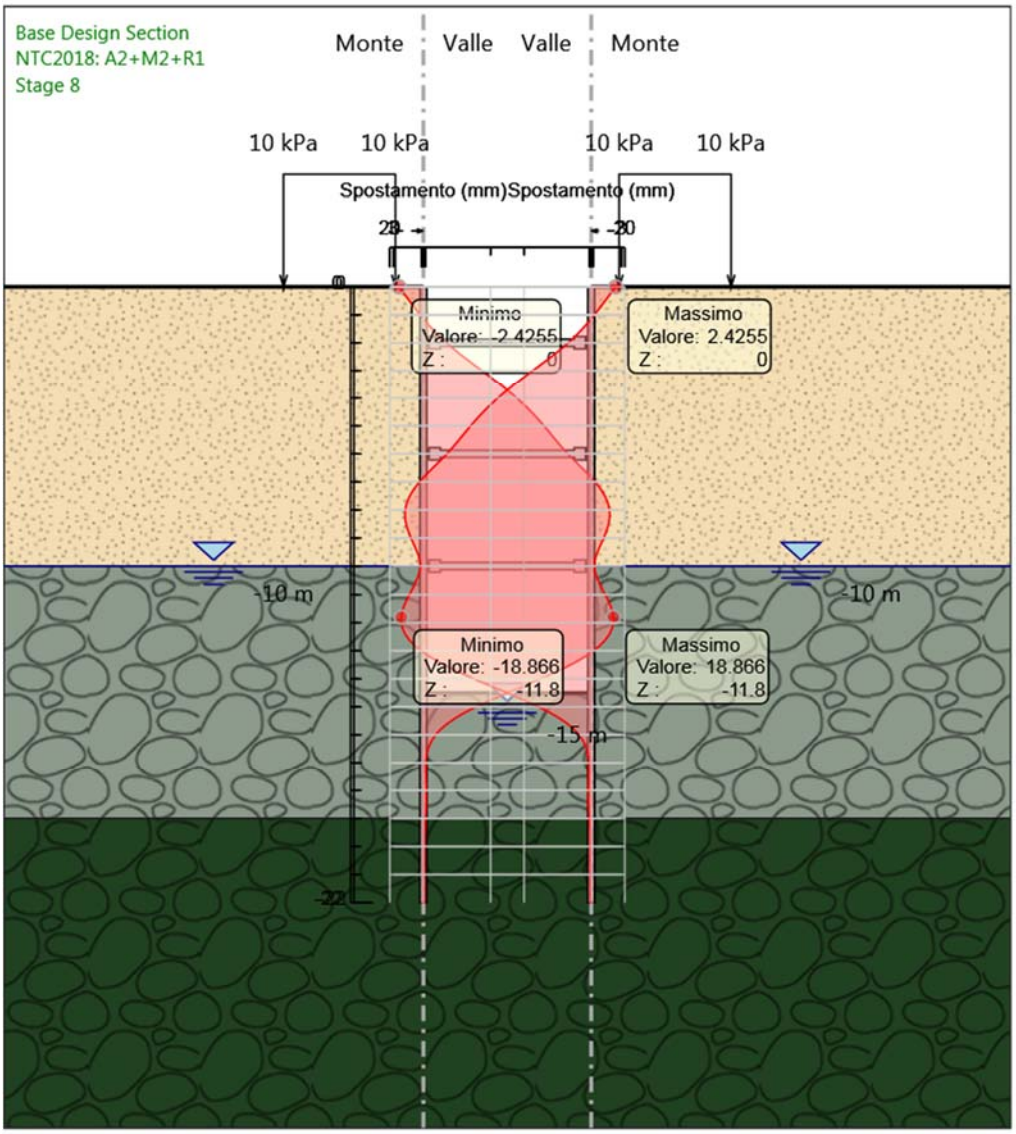


GRAFICO SOLLECITAZIONI (TAGLIO)

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 8 / STAGE 8)

SLU – COMBINAZIONE A2+M2+R1

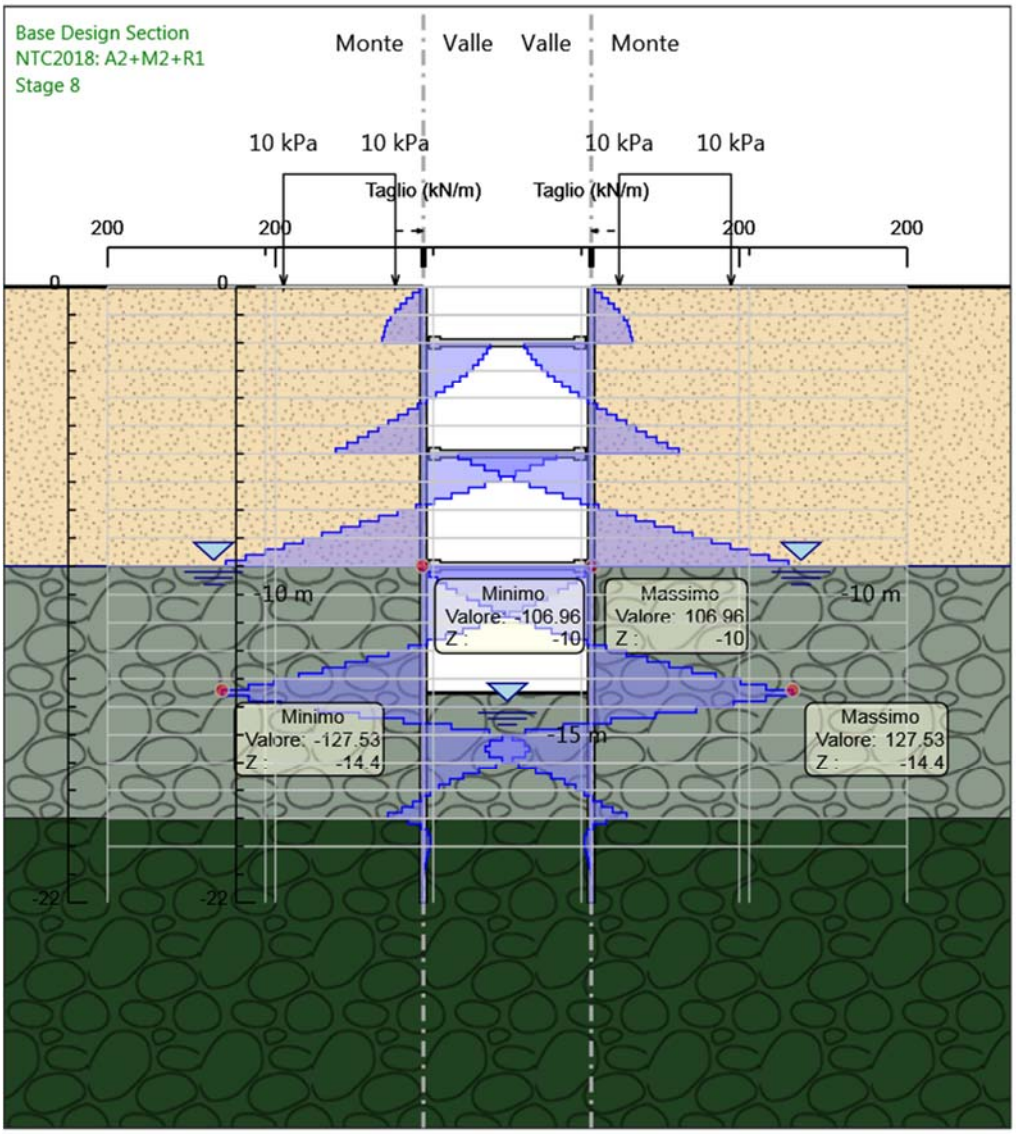


GRAFICO SOLLECITAZIONI (MOMENTO FLETTENTE)

RELATIVO ALLA FASE COSTRUTTIVA FASE 7 (STAGE 7)

SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)

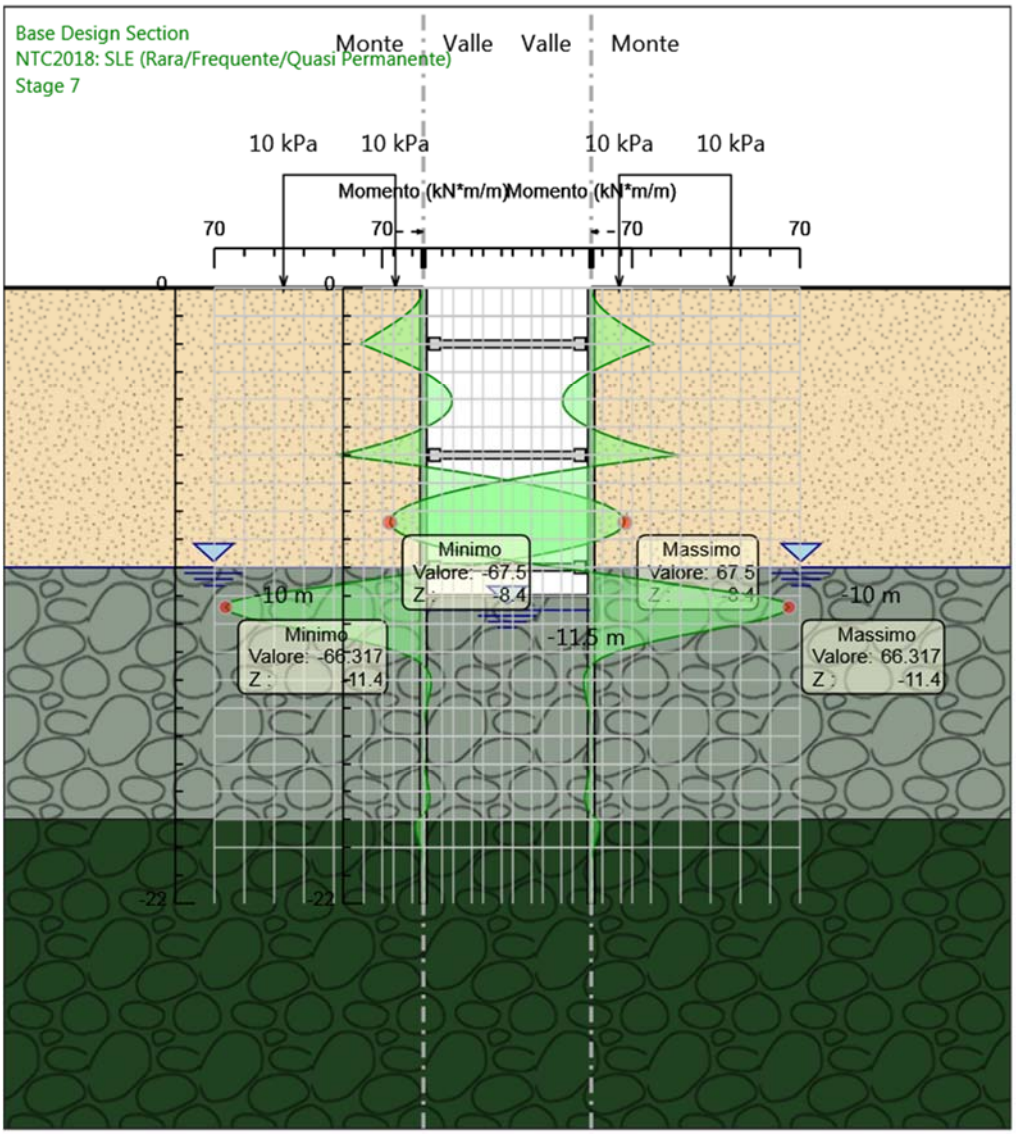


GRAFICO SOLLECITAZIONI (MOMENTO FLETTENTE)

RELATIVO ALLA FASE COSTRUTTIVA FASE 8 (STAGE 8)

SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)

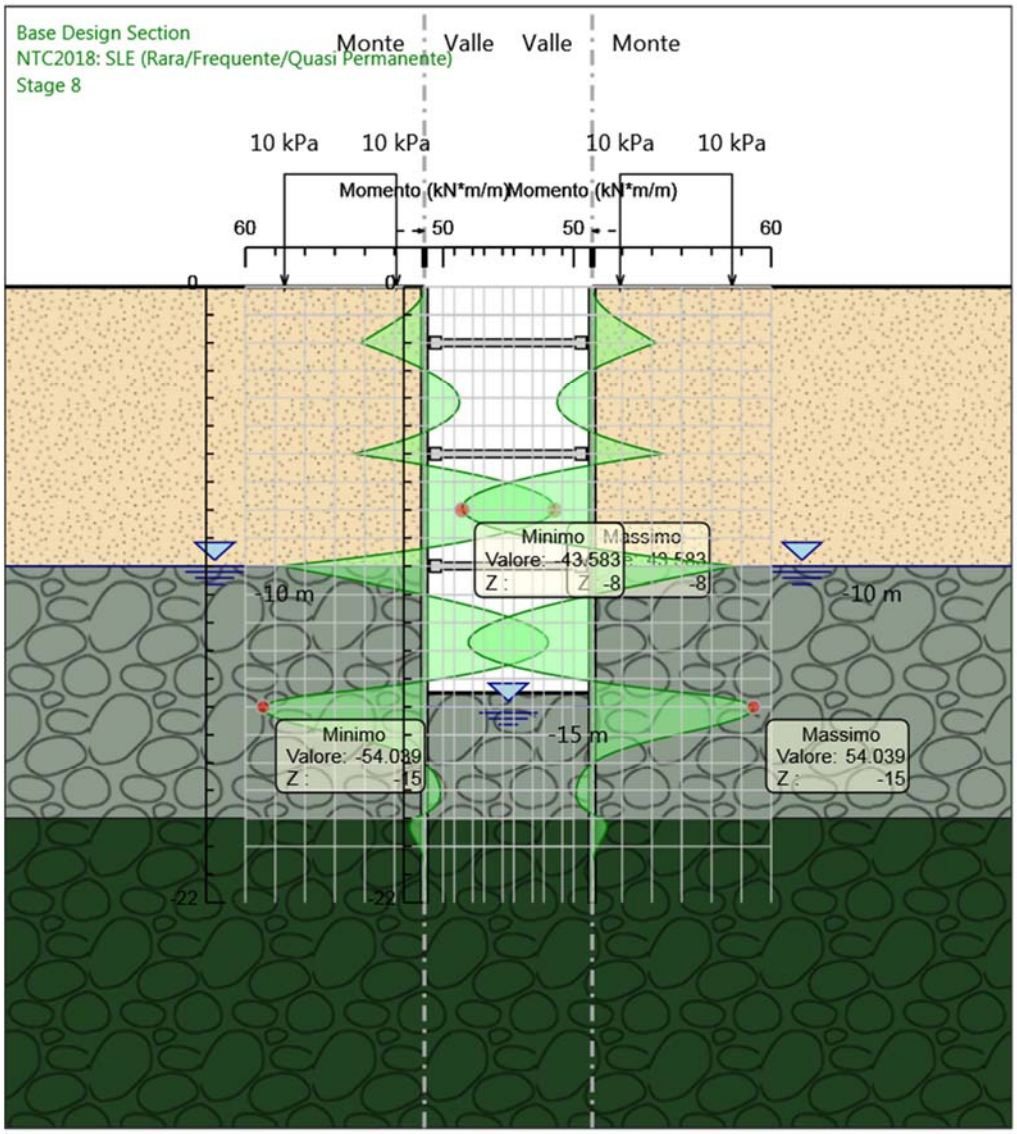


GRAFICO SPOSTAMENTI

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA 7 (STAGE 7)

SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)

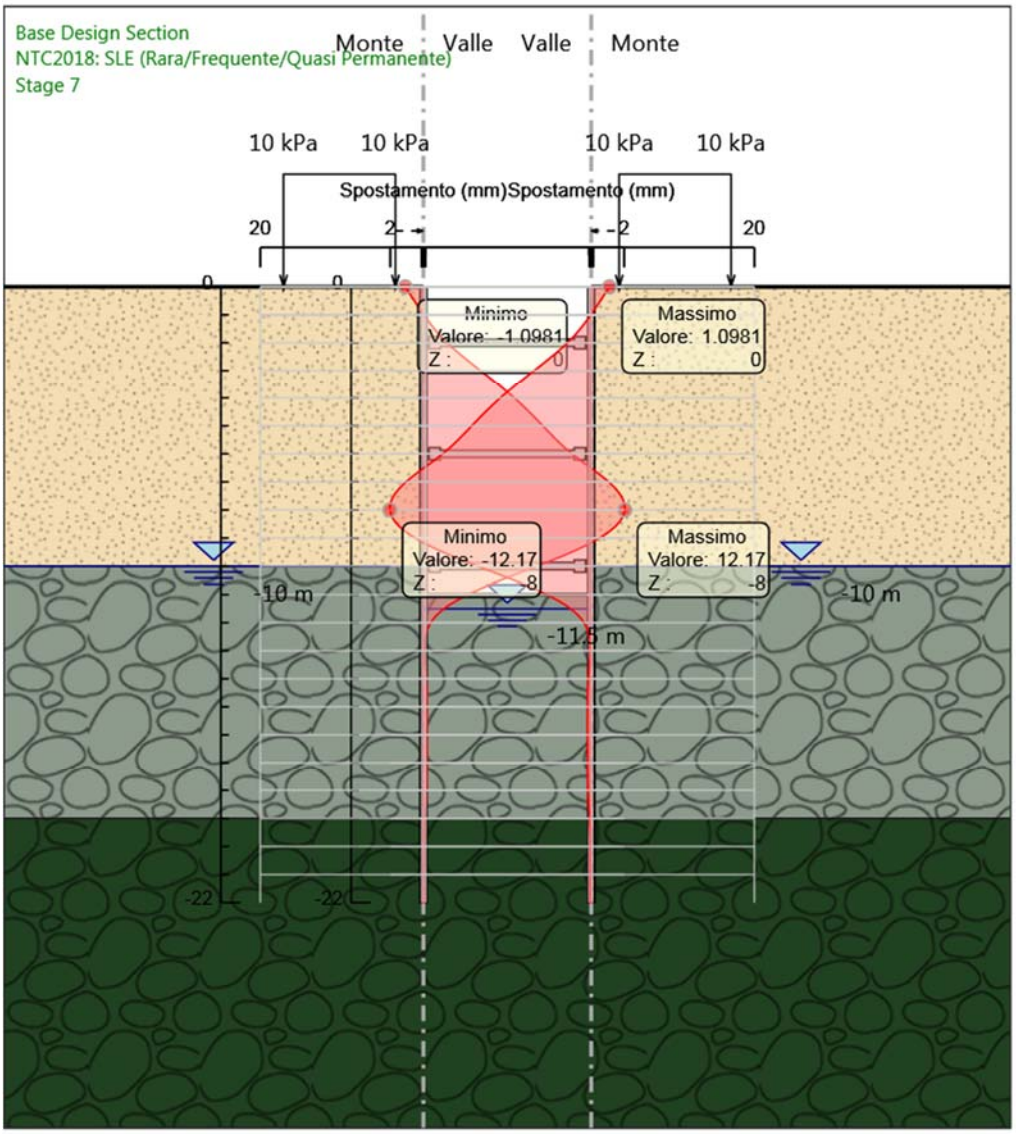


GRAFICO SPOSTAMENTI

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA 8 (STAGE 8)

SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)

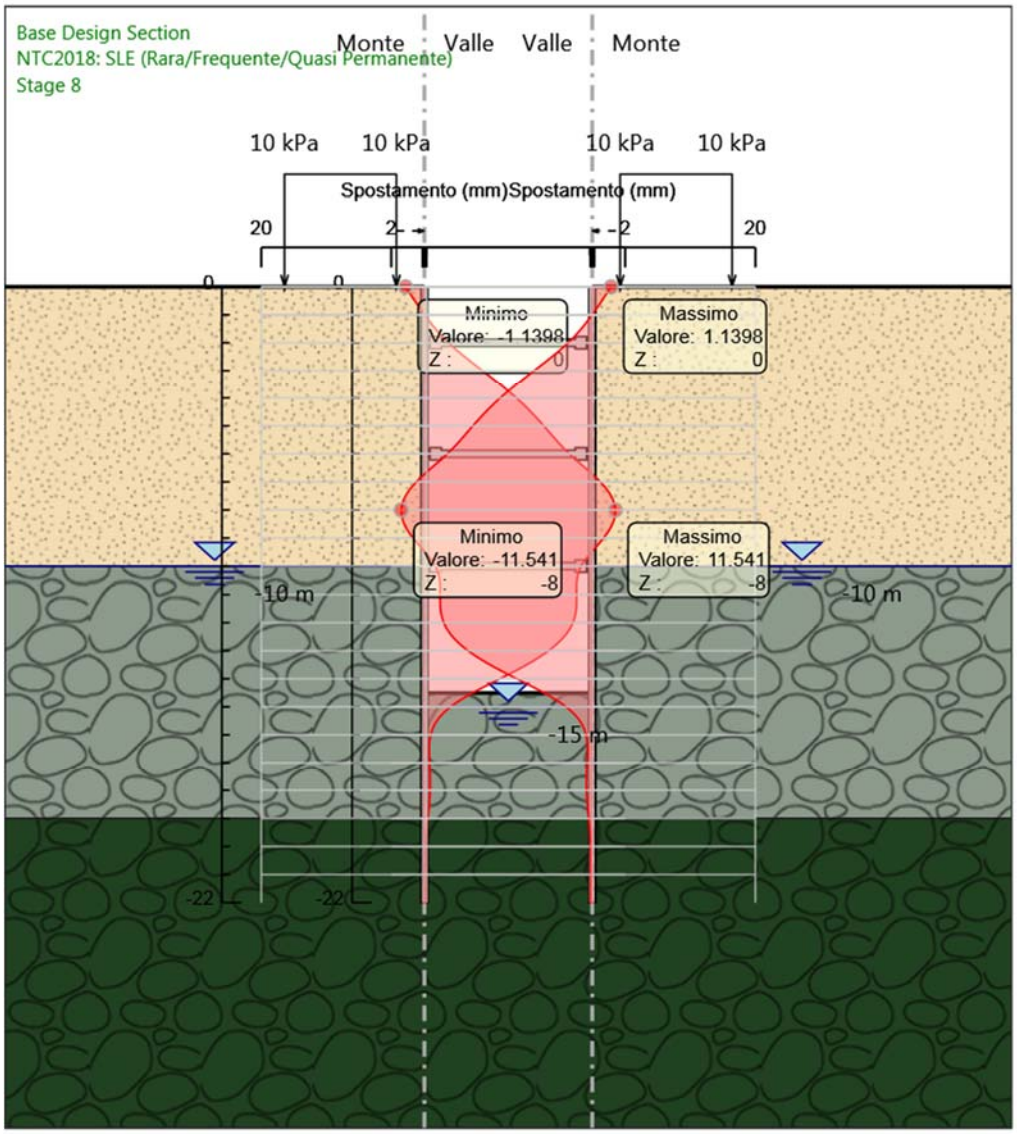
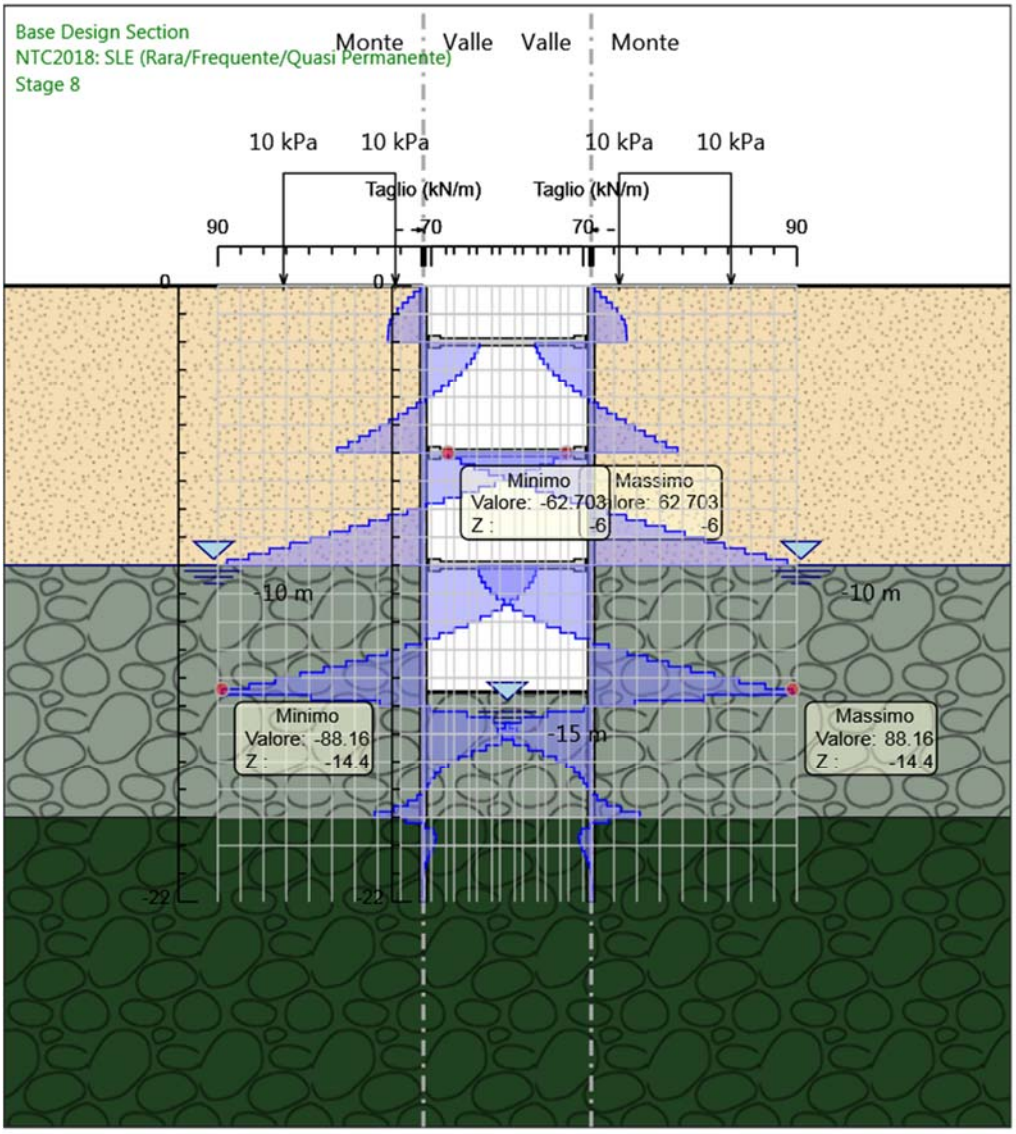


GRAFICO SOLLECITAZIONI (TAGLIO)

RELATIVI ALLA FASE COSTRUTTIVA PIÙ GRAVOSA (FASE 8 / STAGE 8)

SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)



VERIFICHE PUNTONI DI CONTRASTO – COMBINAZIONE A1+M1+R1

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1	Tipo Risultato: Verifiche Puntoni	NTC2018 (ITA)											
Puntone	**Sezione**	**Materiale**	**Spaziatura orizzontale**	**Lunghezza**	**Stage**	**Carico distribuito (kN/m)**	**Assiale (kN)**	**Ratio momento**	**Ratio taglio**	**Instabilità**	**λ y**	**λ z**	**λ laterale**
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 3	0	0	0	0.002	0.02	83	83	0
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 4	-67.244	-181.558	0.142	0.002	0.259	83	83	0
Puntone_2	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 5	0	0	0	0.002	0.02	83	83	0
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 5	-67.244	-181.558	0.142	0.002	0.259	83	83	0
Puntone_2	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 6	-153.791	-415.237	0.325	0.002	0.567	83	83	0
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 6	-52.549	-141.884	0.111	0.002	0.207	83	83	0
Puntone_2	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 7	-153.791	-415.237	0.325	0.002	0.567	83	83	0
Puntone_3	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 7	0	0	0	0.002	0.02	83	83	0
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 7	-52.549	-141.884	0.111	0.002	0.207	83	83	0
Puntone_2	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 8	-138.586	-374.182	0.293	0.002	0.513	83	83	0
Puntone_3	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 8	-177.336	-478.806	0.375	0.002	0.651	83	83	0
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 8	-53.866	-145.438	0.114	0.002	0.211	83	83	0

VERIFICHE PUNTONI DI CONTRASTO – COMBINAZIONE A2+M2+R1

Design Assumption: NTC2018: A2+M2+R1	Tipo Risultato: Verifiche Puntoni	NTC2018 (ITA)											
Puntone	**Sezione**	**Materiale**	**Spaziatura orizzontale**	**Lunghezza**	**Stage**	**Carico distribuito (kN/m)**	**Assiale (kN)**	**Ratio momento**	**Ratio taglio**	**Instabilità**	**λ y**	**λ z**	**λ laterale**
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 3	0	0	0	0.002	0.015	83	83	0
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 4	-86.264	-232.914	0.182	0.002	0.321	83	83	0
Puntone_2	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 5	0	0	0	0.002	0.015	83	83	0
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 5	-86.264	-232.913	0.182	0.002	0.321	83	83	0
Puntone_2	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 6	-171.709	-463.615	0.363	0.002	0.624	83	83	0
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 6	-67.743	-182.906	0.143	0.002	0.255	83	83	0
Puntone_2	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 7	-171.709	-463.615	0.363	0.002	0.624	83	83	0
Puntone_3	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 7	0	0	0	0.002	0.015	83	83	0
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 7	-67.743	-182.906	0.143	0.002	0.255	83	83	0
Puntone_2	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 8	-147.511	-398.281	0.312	0.002	0.538	83	83	0
Puntone_3	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 8	-235.924	-636.996	0.498	0.002	0.852	83	83	0
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 8	-70.073	-189.198	0.148	0.002	0.264	83	83	0

VERIFICHE PUNTONI DI CONTRASTO – SLE COMBINAZIONE RARA

Design Assumption: NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Tipo Risultato: Verifiche Puntoni	NTC2018 (ITA)											
Puntone	**Sezione**	**Materiale**	**Spaziatura orizzontale**	**Lunghezza**	**Stage**	**Carico distribuito (kN/m)**	**Assiale (kN)**	**Ratio momento**	**Ratio taglio**	**Instabilità**	**λ y**	**λ z**	**λ laterale**
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 3	0	0	0	0.002	0.015	83	83	0
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 4	-50.901	-137.433	0.108	0.002	0.196	83	83	0
Puntone_2	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 5	0	0	0	0.002	0.015	83	83	0
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 5	-50.901	-137.433	0.108	0.002	0.196	83	83	0
Puntone_2	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 6	-117.472	-317.174	0.248	0.002	0.432	83	83	0
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 6	-39.676	-107.125	0.084	0.002	0.156	83	83	0
Puntone_2	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 7	-117.472	-317.174	0.248	0.002	0.432	83	83	0
Puntone_3	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 7	0	0	0	0.002	0.015	83	83	0
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 7	-39.676	-107.125	0.084	0.002	0.156	83	83	0
Puntone_2	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 8	-105.831	-285.743	0.224	0.002	0.39	83	83	0
Puntone_3	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 8	-135.738	-366.493	0.287	0.002	0.496	83	83	0
Puntone_1	CHS219.1*16	S355	2.7	6	Stage 8	-40.684	-109.846	0.086	0.002	0.159	83	83	0

VERIFICHE TRAVI DI RIPARTIZIONE – COMBINAZIONE A1+M1+R1

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione	NTC2018 (ITA)							
Trave di Ripartizione	**Elemento strutturale**	**Sezione**	**Materiale**	**Stage**	**Carico distribuito (kN/m)**	**Assiale (kN)**	**Ratio momento**	**Ratio taglio**	**Instabilità**
Trave di ripartizione sx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 5	0	0	0	0	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 5	0	0	0	0	0
Trave di ripartizione sx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 6	-153.791	0	0.506	0.372	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 6	-153.791	0	0.506	0.372	0
Trave di ripartizione sx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 7	-153.791	0	0.506	0.372	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 7	-153.791	0	0.506	0.372	0
Trave di ripartizione sx	Puntone_3	HE 200A	S355	Stage 7	0	0	0	0	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_3	HE 200A	S355	Stage 7	0	0	0	0	0
Trave di ripartizione sx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 8	-138.586	0	0.456	0.336	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 8	-138.586	0	0.456	0.336	0
Trave di ripartizione sx	Puntone_3	HE 200A	S355	Stage 8	-177.336	0	0.583	0.429	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_3	HE 200A	S355	Stage 8	-177.336	0	0.583	0.429	0

VERIFICHE TRAVI DI RIPARTIZIONE – COMBINAZIONE A2+M2+R1

Design Assumption: NTC2018: A2+M2+R1	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione	NTC2018 (ITA)							
Trave di Ripartizione	**Elemento strutturale**	**Sezione**	**Materiale**	**Stage**	**Carico distribuito (kN/m)**	**Assiale (kN)**	**Ratio momento**	**Ratio taglio**	**Instabilità**
Trave di ripartizione sx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 5	0	0	0	0	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 5	0	0	0	0	0
Trave di ripartizione sx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 6	-171.709	0	0.565	0.416	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 6	-171.709	0	0.565	0.416	0
Trave di ripartizione sx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 7	-171.709	0	0.565	0.416	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 7	-171.709	0	0.565	0.416	0
Trave di ripartizione sx	Puntone_3	HE 200A	S355	Stage 7	0	0	0	0	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_3	HE 200A	S355	Stage 7	0	0	0	0	0
Trave di ripartizione sx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 8	-147.511	0	0.485	0.357	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 8	-147.511	0	0.485	0.357	0
Trave di ripartizione sx	Puntone_3	HE 200A	S355	Stage 8	-235.924	0	0.779	0.571	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_3	HE 200A	S355	Stage 8	-235.924	0	0.779	0.571	0

VERIFICHE TRAVI DI RIPARTIZIONE – SLE COMBINAZIONE RARA

Design Assumption: NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione	NTC2018 (ITA)							
Trave di Ripartizione	**Elemento strutturale**	**Sezione**	**Materiale**	**Stage**	**Carico distribuito (kN/m)**	**Assiale (kN)**	**Ratio momento**	**Ratio taglio**	**Instabilità**
Trave di ripartizione sx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 5	0	0	0	0	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 5	0	0	0	0	0
Trave di ripartizione sx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 6	-117.472	0	0.386	0.284	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 6	-117.472	0	0.386	0.284	0
Trave di ripartizione sx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 7	-117.472	0	0.386	0.284	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 7	-117.472	0	0.386	0.284	0
Trave di ripartizione sx	Puntone_3	HE 200A	S355	Stage 7	0	0	0	0	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_3	HE 200A	S355	Stage 7	0	0	0	0	0
Trave di ripartizione sx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 8	-105.831	0	0.348	0.256	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_2	HE 200A	S355	Stage 8	-105.831	0	0.348	0.256	0
Trave di ripartizione sx	Puntone_3	HE 200A	S355	Stage 8	-135.738	0	0.446	0.329	0
Trave di ripartizione dx	Puntone_3	HE 200A	S355	Stage 8	-135.738	0	0.446	0.329	0

VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A MOMENTO FLETTENTE

PARATIA	**Z** (m)	**TASSO DI SFRUTTAMENTO A MOMENTO**	**VERIFICATO**
destra	-8,4	0,436	SI
sinistra	-8,4	0,436	SI

VERIFICHE TASSO DI SFRUTTAMENTO MASSIMO A TAGLIO

PARATIA	**Z** (m)	**TASSO DI SFRUTTAMENTO A MOMENTO**	**VERIFICATO**
destra	-14,4	0,076	SI
sinistra	-14,4	0,076	SI

Tutte le verifiche geotecniche e strutturali della paratia e dei relativi elementi di rinforzo posso essere ritenute soddisfatte, con valori di spostamento in esercizio (<0,005 H ≈ 8 cm) e valori di sollecitazione in esercizio e a stato limite ultimo ammissibili e compatibili con l'uso e la funzionalità cantieristica dell'opera.

8.7 Microtunneling nuovo scarico di fondo e condotta di presa principale

Nel presente capitolo saranno illustrate le scelte progettuali per la definizione dell'intervento di microtunneling DN 2200 in sponda sinistra orografica per la realizzazione del nuovo scarico di fondo dell'invaso e della nuova condotta irrigua principale.
Complessivamente il tratto in microtunneling ha una lunghezza di circa 145 metri.
L'imbocco di monte è posto in corrispondenza dell'edificio dell'opera di presa della condotta alla quota di 544.50 m s.l.m. mentre l'imbocco di valle è alla quota di 543.47 m s.l.m..
Il posizionamento dell'imbocco di monte è condizionato dalla quota dell'opera di presa e del nuovo scarico di fondo. Il posizionamento dell'imbocco di valle è condizionato dalla quota di scocco dello scarico di fondo.
La massima copertura dell'intero tracciato è di circa a 26 m.

8.7.1 Problematiche geomeccaniche per lo scavo della galleria e scelte progettuali

Il tracciato, procedendo da valle verso monte attraversa l'unità geotecnica III prevalentemente formato da serpentiniti e serpentinoscisti costituenti il substrato roccioso di base, caratterizzato da maggior consistenza e minore alterazione e dotato di caratteristiche geotecniche migliori delle altre unità geotecniche cosi come riferito nell'allegata Relazione Geologica.
Durante la realizzazione con tecnologia microtunneling di questo tratto è ragionevole ipotizzare che possano essere presenti venute d'acqua poiché nell'esecuzione dei sondaggi, per via della metodologia di perforazione in roccia, con iniezione di acqua forzata, non è stato possibile riscontrare la presenza o meno di falda. Tuttavia, sempre con riferimento ai sondaggi eseguiti, nel corso della perforazione S1 non è stata rilevata la presenza di acqua in foro sino alla profondità di 11,5 m, coincidente con l'altezza della perforazione eseguita a secco. La falda presenta, pertanto, presumibilmente profondità maggiori rispetto alla suddetta quota relativa.
Le venute d'acqua attese hanno comunque il carattere della temporaneità ed interferiscono con la fase di scavo nel corso della cantierizzazione delle opere: l'equilibrio dei sistemi idrici interferiti si riporterà nella preesistente condizione non appena conclusa la fase dei lavori ed in concomitanza all'avvenuto ripristino della soluzione di continuità.
Sulla base di queste considerazioni è necessario ricorrere ad una soluzione di microtunneling con tecnologia Slurry Shield, per contrastare efficacemente l'eventuale pressione dell'acqua.
Poiché la lunghezza complessiva della galleria di circa 145 m è compatibile con i limiti tecnologicamente fattibili con uno scavo con microtunneling in una sola tratta, non si rende necessario realizzare pozzi di spinta intermedi.

8.7.1.1 Problematiche relative all'imbocco di monte

L'imbocco di monte non presenta delle problematiche specifiche in relazione al suo posizionamento in quanto è realizzato in corrispondenza dell'opera di presa. Non ci saranno quindi particolari problemi per garantire l'accessibilità dell'area.

Il tratto terminale si sviluppa per gli ultimi 28 m circa entro l'ammasso roccioso in unità geotecnica II.

8.7.1.2 Problematiche relative all'imbocco di valle

La realizzazione dell'imbocco di valle richiede la costruzione del pozzo di spinta per il microtunnelling.

Questo pozzo verrà scavato in una area circa pianeggiante perfettamente idonea sia per il posizionamento del cantiere sia per la localizzazione del magazzino dei conci prefabbricati necessari allo scavo con il microtunnelling.

Il pozzo di lancio è previsto di geometria rettangolare con a tergo il muro di contrasto, sul quale andranno ad agire i martinetti di spinta.

Poiché lo scavo deve approfondirsi per circa 7 m è stato necessario prevedere l'esecuzione di una berlinese di micropali costituiti da un tubo metallico di lunghezza 10 m e con interasse 0.30 m, collegati in testa da un cordolo in calcestruzzo armato. Nel tratto di berlinese che sarà attraversato dal microtunnelling, i tubi metallici saranno sostituiti da tubi in vetroresina interamente cementati.

L'imbocco che presenta un ricoprimento variabile entro i primi 20 metri circa dai 2.5 ai 10 m, non richiede l'uso di particolari opere di sostegno, ma, per le caratteristiche geomeccaniche delle unità geotecniche I e II attraversate sarà necessario ricorrere ad un consolidamento sistematico con chiodi interamente cementati realizzati con tubi in vetroresina iniettati con miscela cementizia per una lunghezza di 20 m. La maglia sarà di circa tre tubi per metro quadrato, in relazione allo stato di fratturazione che verrà messo in luce durante gli scavi.

Il tratto iniziale si sviluppa all'interno dell'ammasso roccioso classificato come unità geotecnica I per circa il 26%, per il 49% circa entro l'unità geotecnica II e la restante parte entro l'unità geotecnica III.

8.7.2 Scavo con la tecnologia microtunnelling

La tecnica del microtunneling consiste nel far avanzare a spinta delle tubazioni rigide tra il pozzo di spinta ed il pozzo di arrivo all'interno di una micro galleria, che è realizzata con scavo a piena sezione tramite fresa MTBM (Micro Tunnel Boring Machine).
La figura riporta uno schema del cantiere tipo in microtunneling, dove è possibile vedere le principali strumentazioni:

- fresa MTBM (Micro Tunnel Boring Machine);
- container di comando della MTBM;
- stazione di spinta principale e muro di spinta;
- vascone di sedimentazione ed impianto di separazione;
- impianto di flocculazione e filtro pressa;
- pompe per il sistema idraulico di scavo e di smarino.

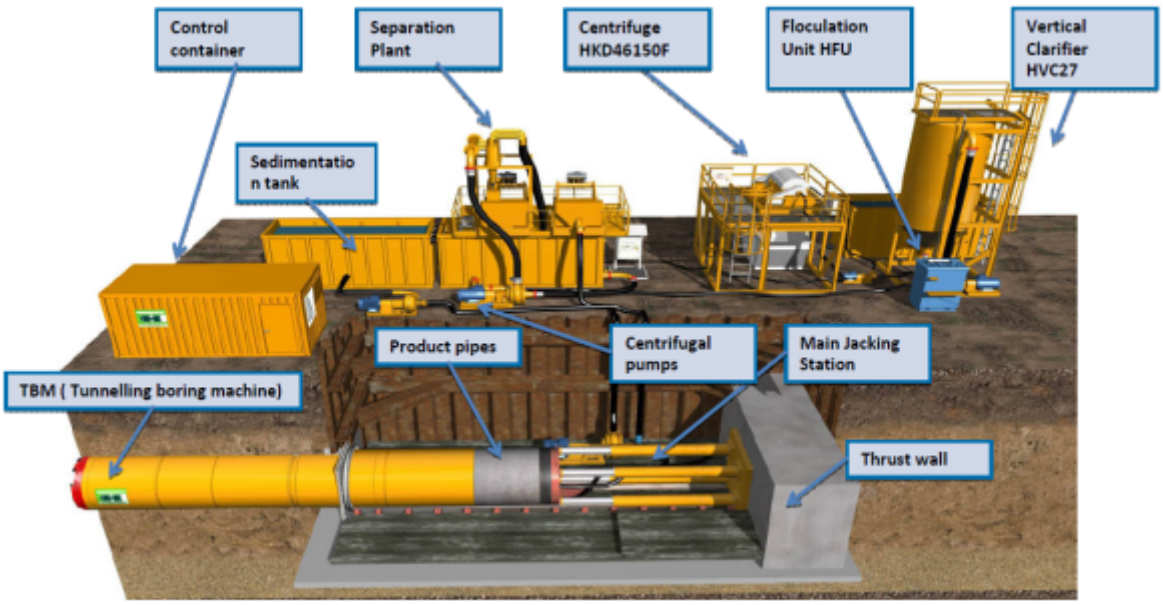


Figura 25 - Descrizione del metodo di scavo. Schema di cantiere microtunneling.

I tubi sono calati all'interno del pozzo di spinta, dove sono alloggiati su di slitta che ne consente la spinta ad opera del sistema principale di spinta, costituito da un anello metallico di pari diametro delle tubazioni e dai pistoni di spinta. La reazione è data dal muro di spinta, dove sono ancorati i pistoni di spinta. Il muro di ingresso della MTBM è di fatto una dima ed è caratterizzata dalla presenza di un anello metallico con guarnizione in gomma che evita la fuoriuscita del fluido bentonitico iniettato a tergo dei conci.

La tecnica di installazione di condotte con microtunnelling prevede la realizzazione delle seguenti fasi fondamentali:

- preparazione del sito e installazione del cantiere in superficie;
- costruzione del pozzo di spinta (muro reggispinta per il contrasto ai martinetti idraulici e opere accessorie) e del pozzo di arrivo per il recupero dell'unità di perforazione;
- installazione nel pozzo di spinta di tutte le attrezzature di spinta e di controllo;
- allineamento dell'unità di perforazione con l'anello di lancio, inizio perforazione e scavo;
- installazione primo concio della condotta; questo viene a trovarsi interposto fra l'anello di spinta e la parte posteriore dell'unità di perforazione, consentendo il trasferimento delle forze di spinta dai martinetti alla testa fresante
- avanzamento della macchina di scavo e contestuale installazione dei conci. Inserito il primo concio, si interrompe la perforazione, i martinetti idraulici e l'anello ripartitore vengono retratti al fine di inserire un secondo concio e poter poi riprendere la perforazione; procedendo nel medesimo modo si raggiunge il pozzo di arrivo;
- compiuta l'intera perforazione, recupero della testa fresante nella postazione di arrivo, smontaggio dell'attrezzatura e ripristino dell'area.

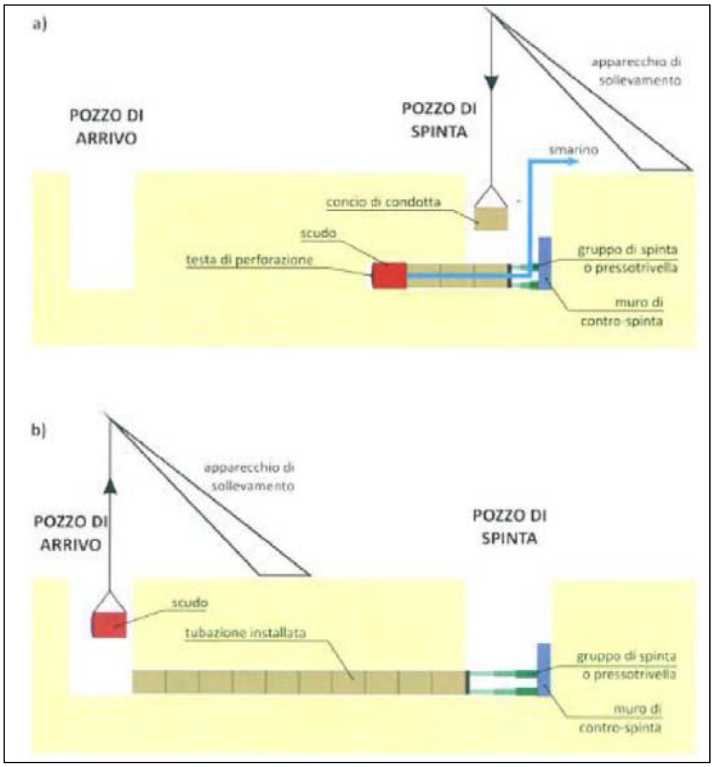


Figura 26 - Esempio un cantiere di microtunnel per l'installazione di condotte. Nel pozzo di partenza sono visibili i martinetti di spinta e il tubo della linea in fase di inserimento.

La MTBM che si prevede di utilizzare è dotata di uno scudo chiuso con sistema idraulico di scavo e di evacuazione dello smarino idraulico ("slurry shield").

La tecnica del microtunneling prevede che la MTBM sia guidata dall'esterno tramite un sistema computerizzato, che ne controlla la traiettoria con sistema laser. Le correzioni della traiettoria vengono realizzate agendo su dei martinetti idraulici, azionabili singolarmente, che agiscono sulla testa fresante. Il fluido bentonitico di perforazione viene iniettato nella camera di scavo, al fine di sostenere il fronte con una adeguata pressione in rapporto allo stato tensionale esistente. Una volta nella camera di scavo, il fluido bentonitico si arricchisce del materiale di scavo, la cui granulometria è opportunamente ridotta dalla particolare geometria a cono della camera di scavo, al fine di consentirne il trasporto in sospensione. La fuoriuscita di questo fluido dalla camera di scavo avviene attraverso un filtro costituito da aperture a sezione circolare di diametro prestabilito.

Il sistema idraulico di smarino manda il fluido all'interno di vasconi per la sedimentazione, il fluido qui stoccato viene aspirato da delle pompe che lo mandano al sistema di separazione, dove è separata la frazione granulare da quella fine, che viene mandata ad una filtro pressa. Il fluido alleggerito dalle particelle di terreno scavato viene nuovamente iniettato all'interno della camera di scavo dal sistema di mandata o alimentazione.

Al fine di ridurre le resistenze di attrito tra tubazioni e terreno viene iniettato con sistema automatico un fluido bentonitico a tergo dei conci tramite le predisposizioni presenti nei tubi.

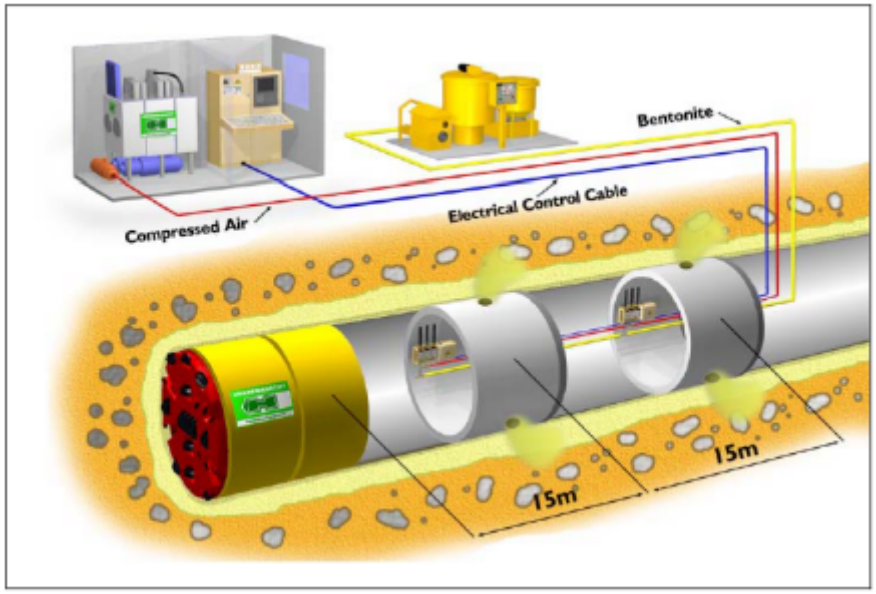


Figura 27 - Descrizione del metodo di scavo. Schema del sistema di iniezione a tergo dei conci.

8.7.2.1 Scelta del tipo di scudo e del sistema di smarino

Sulla base delle caratteristiche dei terreni che si andranno a scavare e considerando lo stato dell'arte della tecnologia normalmente utilizzata nei cantieri di microtunneling si prevede di adottare uno scudo chiuso a smarino idraulico che consentirà di avere la possibilità di:

- controllare la pressione del fluido di scavo al fronte;
- accedere al fronte per interventi di manutenzione/sostituzione degli utensili si scavo.

La presenza del fluido in pressione nella camera di scavo consente di controllare la stabilità del fronte di scavo, andando così a minimizzare i cedimenti indotti in superficie e quindi le deformazioni indotte.

In sintesi il sistema microtunneling considerato è costituito da 4 unità indipendenti:

- una macchina di scavo a piena sezione (MTBM);
- un sistema di controllo e monitoraggio continuo delle operazioni;
- un sistema di trasporto all'esterno dello smarino;
- un'unita di spinta di tipo idraulico.

La MTBM, da utilizzare nel caso in esame, deve essere una macchina con sostegno del fronte mediante fango bentonitico e con la testa attrezzata con dischi per lo scavo in roccia. La macchina dovrà infatti essere in grado di affrontare lo scavo in roccia e deve essere provvista di un frantumatore nella camera di scavo, idoneo alla demolizione di eventuali clasti lapidei che possano essere incontrati.

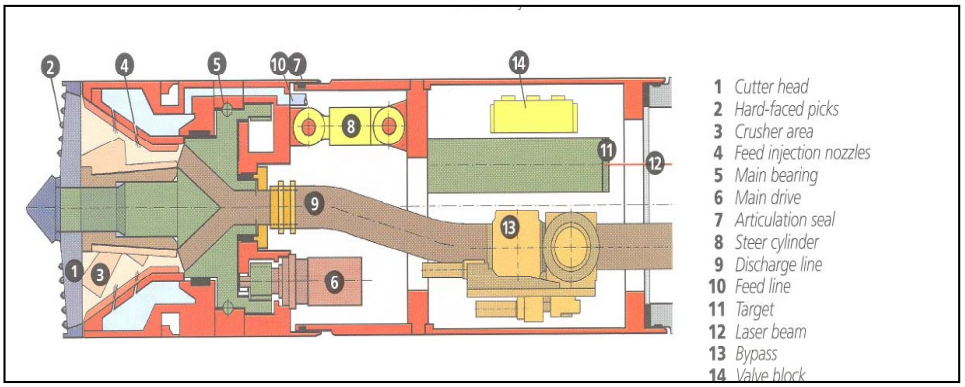


Figura 28 - Esempio dello schema di una macchina con smarino idraulico e frantumatore dietro la testa di perforazione.

Le aperture presenti nella testa dovranno essere compatibili con le dimensioni del circuito idraulico di smarino, inoltre dovrà essere presente un cono frantumatore all'interno della camera di scavo, al fine di garantire la riduzione del terreno scavato ad una granulometria che

potrà essere trasportata in sospensione dal sistema idraulico di smarino. Sulla base delle indagini geognostiche eseguite nel sito in esame, si osserva che le caratteristiche del detrito sono compatibili con i campi consigliati per il funzionamento di uno Slurry Shield.
L'usura degli utensili di scavo sarà nella norma in rapporto alla natura dei terreni da scavare.

La tecnologia microtunneling che si prevede di utilizzare è quella di una fresa a piena sezione con controllo della stabilità del fronte mediante fango bentonitico con diametro di scavo di almeno 2800 mm e con tubazioni di spinta in calcestruzzo armato di lunghezza 3 m con sistema di smarino idraulico.

8.7.3 Comportamento dei terreni allo scavo

8.7.3.1 Assetto stratigrafico e caratterizzazione geotecnica

La descrizione dettagliata delle unità stratigrafiche e della caratterizzazione geotecnica è riportata nel capitolo 4, mentre si rimanda al Profilo Geologico per un maggior dettaglio in merito alla successione delle unità geotecniche lungo il tracciato.
Lo scavo del microtunnel sarà realizzato in rapporto alla sua lunghezza totale per il 3.6% nell'unità I, per il 26.3% nell'unità II e per il restante 70.1% nell'unità III.
La caratterizzazione dei valori medi dei parametri geotecnici dei terreni scavati è riportata nella tabella seguente:

Unità geotecnica	γ_t [kN/m3]	φ [°]	c [kPa]	E [MPa]	ν	k_o	V_s [m/s]
I	19.5	31	7.5	40	0.3	1	1000
II	24	35	50	1000	0.3	1	2000
III	26	43.5	145	3000	0.3	1	3250

Durante i sondaggi, per via della metodologia di perforazione in roccia, con iniezione di acqua forzata, non è stato possibile riscontrare la presenza o meno di falda. Si evidenzia, comunque, sempre con riferimento ai sondaggi eseguiti, che nel corso della perforazione S1 non è stata rilevata la presenza di acqua in foro sino alla profondità di 11.5 m, coincidente con l'altezza della perforazione eseguita a secco. La falda presenta, pertanto, presumibilmente

profondità maggiori rispetto alla suddetta quota relativa.

Cautelativamente si è considerato il livello piezometrico facendo riferimento alla quota alla quale è stata rilevata la presenza d'acqua. L'andamento della linea piezometrica è stato considerato al di sopra dell'estradosso della calotta superiore della tubazione. In particolare, a partire dal pozzo di spinta il livello si innalza progressivamente (per un tratto di lunghezza circa 44 m) dal valore 2.5 al valore 11 m mentre per la restante parte il livello diminuisce progressivamente fino a giungere a circa 9.8 m al di sopra della calotta del tubo in corrispondenza del pozzo di estrazione della MTBM.

8.7.3.2 Verifiche di stabilità del fronte scavo con il metodo di Tamez

Il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez (1985) si basa sulla teoria dell'effetto arco, verificata sperimentalmente, combinata con la teoria dell'elasticità. Il metodo tiene conto che al di sopra della volta dello scavo, da una determinata altezza, l'ammasso non insiste più sulla zona circostante la galleria, formando il noto effetto arco-cupola.
Il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez tiene conto della riduzione dello stato di confinamento triassiale del nucleo di terreno oltre il fronte per mezzo di un meccanismo di rottura del tipo effetto volta, con il quale il volume di terreno gravante calotta superiore dello scavo è definito da un paraboloide, approssimato mediante tre solidi prismatici, come illustrato nelle figure seguenti. In questo modo si determinano le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto tra i momenti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (face security factor). Tuttavia, spesso la stabilità del prisma 3, gravante sulla zona di scavo non ancora sostenuto, è più critica rispetto all'equilibrio dei tre prismi che approssimano il paraboloide. Pertanto il coefficiente di sicurezza deve essere assunto considerando il minore fra il coefficiente di sicurezza FSF e quello relativo alla rottura del prisma 3.
Poiché lo scavo avviene tramite MTBM si ha che non esiste di fatto un tratto di galleria di lunghezza a non sostenuto, pertanto il prisma 3 non è da considerarsi nelle valutazioni.

Il metodo di Tamez permette inoltre di tener conto degli eventuali interventi di preconsolidamento al fronte, realizzati con elementi strutturali in VTR, mediante l'applicazione di una pressione di confinamento fittizia (p_e) applicata al fronte.

Il valore della pressione di confinamento p_e da adottare è il valore inferiore tra la resistenza allo snervamento dei tubi in VTR e la resistenza allo sfilamento dei medesimi tubi iniettati e cementati.

Al valore di FS definito dall'equilibrio limite è associato un tipo di comportamento del fronte di scavo secondo quanto descritto nella tabella esposta nel seguito.

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura

Tab. 17 - Categorie di comportamento del fronte – FS secondo Tamez

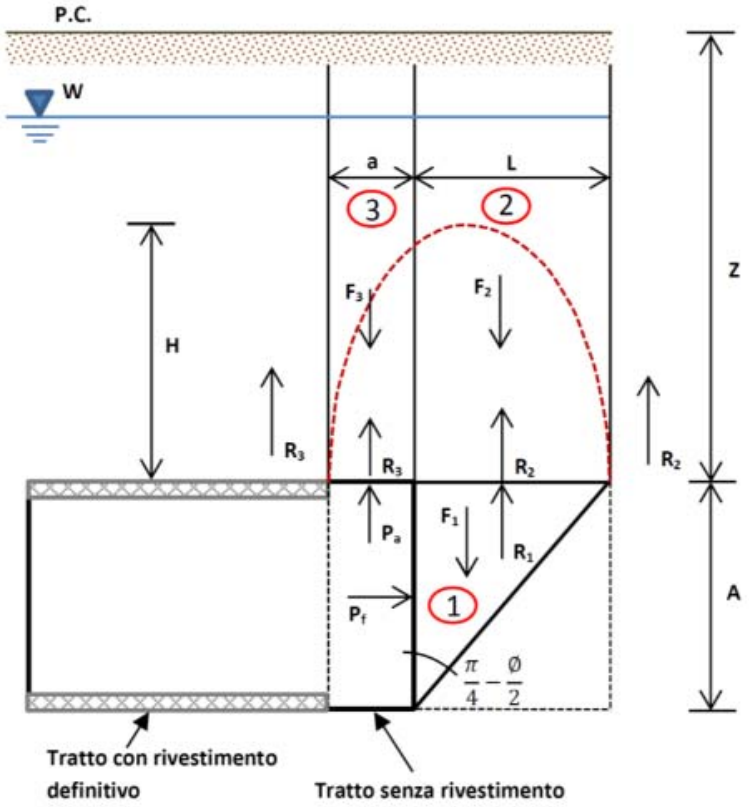


Figura 29 - Stabilità del fronte di scavo - Cinematismo di rottura con metodo di Tamez

Le analisi di stabilità sono state effettuate relativamente ai tratti che attraversano le unità geotecniche I, II e III assumendo per ogni tratta cautelativamente il corrispondente valore massimo di copertura ed un sovraccarico superficiale uniforme σ_S di 10 kPa.

Inoltre essendo che lo scavo avviene tramite MTBM si ha che non esiste di fatto un tratto di galleria di lunghezza a non sostenuto, pertanto si è assunto a = 0. Lo schema di calcolo in questo caso è indicato nella figura seguente.

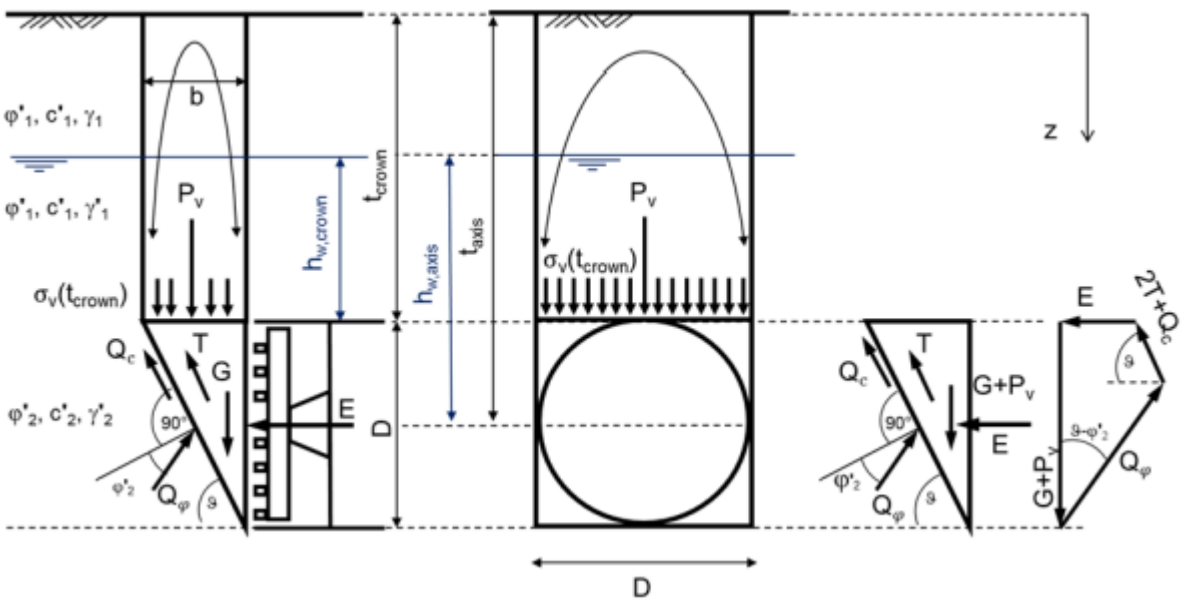


Fig. 30 – Schema di calcolo.

In rapporto all'assetto idrogeologico dell'area si è considerato il carico piezometrico secondo un andamento probabile della linea piezometrica. In particolare, a partire dal pozzo di spinta il livello si innalza progressivamente (per un tratto di lunghezza circa 44 m) dal valore 2.5 m al valore 11 m mentre per la restante parte il livello diminuisce progressivamente fino a giungere a circa 9.8 m al di sopra della calotta del tubo in corrispondenza del pozzo di estrazione della MTBM.

Le verifiche per essere soddisfatte devono indicare un coefficiente di sicurezza Fs maggiore di 1, tuttavia si considera un valore minimo pari a 1.3 per avere un sufficiente margine di sicurezza.

8.7.3.2.1 Verifica della stabilità del fronte scavo con il metodo dell'equilibrio limite

La condizione di equilibrio limite è espressa dalla seguente relazione scritta in funzione dell'angolo di scivolamento del cuneo di fronte allo scudo, il cui valore critico è da determinare.

$$E_{re}(\vartheta) = \frac{(G + P_V) \cdot (\sin(\vartheta) - \cos(\vartheta) \cdot \tan(\varphi'_2)) - 2 \cdot T - c'_2 \cdot \frac{D^2}{\sin(\vartheta)}}{\sin(\vartheta) \cdot \tan(\varphi'_2) + \cos(\vartheta)}$$

Il valore dell'angolo critico di scivolamento ϑ_{crit} del cuneo sarà quello per il quale il valore della forza di reazione dello scudo E_{re} sarà massimo.

La **forza peso P_v** del prisma agente sul cuneo può essere calcolata moltiplicando l'area della superficie superiore del cuneo per il valore della pressione indotta sulla stessa dalla colonna di terreno sovrastante:

$$P_v = A \cdot \sigma_v(t_{crown}) = D \cdot \frac{D}{\tan \vartheta_{crit}} \cdot \sigma_v(t_{crown})$$

dove:

P_v carico verticale indotto dal prisma di terreno sul cuneo

$\sigma_v(t_{crown})$ sovraccarico verticale indotto dal prisma sulla faccia superiore del cuneo

$A = D^2 \cdot \cot \vartheta$ area della faccia superiore del cuneo

Il **sovraccarico verticale $\boldsymbol{\sigma_{v(t_{crown})}}$** si trova considerando l'intero peso dello strato di copertura o considerando la sua riduzione dovuta all'effetto silo secondo la teoria di Janssen.
Il criterio utilizzato per selezionare quale dei due approcci utilizzare è definito in funzione dell'altezza dello strato o degli strati di copertura sulla tubazione.
Se l'altezza dello strato è inferiore al doppio del diametro dello scavo, viene considerato il peso totale del prisma gravante sul cuneo. La teoria del silo di Janssen può essere adottata negli altri casi. Tuttavia, Anagnostou e Kovári (1994) suggeriscono sempre di usare l'equazione di Janssen. I coefficienti della pressione laterale del terreno sui piani laterali del silos variano in modo significativo tra i diversi autori, come indicato nella seguente tabella dove sono riportati dei valori consigliati per il coefficiente di pressione laterale K_1 in presenza di effetto silo, k_a e k_p rappresentano rispettivamente i coefficienti di spinta attiva e passiva, mentre k_0 è il coefficiente di spinta a riposo.

Author	Assumed coefficient of the lateral earth pressure
Terzaghi & Jelinek (1954)	$K_1 = 1.0$
Melix (1987)	$K_1 = 0.8$
Anagnostou & Kovári (1994)	$K_1 = 0.8$
Jancsecz & Steiner (1994)	$K_1 = k_a = \left(\tan\left(45 - \frac{\varphi'_1}{2}\right)\right)^2$
Mayer, Hartwig, Schwab (2003)	$K_1 = 1.0$ if $t_{crown} \leq 5 \cdot d$
Kirsch & Kolymbas (2005)	$K_1 = k_0 = 1 - \sin(\varphi'_1)$
Girmscheid (2008)	$k_a < K_1 < k_p$, $K = 1$ recommended

Nello sviluppo dei calcoli si assumerà per il coefficiente di pressione laterale K_1 il valore proposto da Anagnostou & Kovari, in quanto trova riscontro su una vasta esperienza pratica.

Il sovraccarico verticale sarà calcolato applicando la seguente procedura in funzione del valore di t_{crown} (altezza totale del prisma di terreno gravante sulla superficie superiore del cuneo) rispetto a D (diametro dello scavo):

- $t_{crown} \leq 2 \cdot D$

$$\sigma_v(z) = \gamma_{1,av} \cdot z + \sigma_s$$

dove:

$\sigma_v(z)$	pressione di terreno verticale alla quota z [kN/m^2]
z	coordinata verticale con origine sul piano campagna [m]
$\gamma_{1,av}$	peso specifico medio del terreno sovrastante il cuneo [kN/m^3]
σ_s	sovraccarico [kN/m^2]

- $t_{crown} > 2 \cdot D$

$$\sigma_v(z) = \frac{\frac{A}{U} \cdot \gamma_{1,av} - c'_1}{K_1 \cdot \tan(\varphi'_1)} \cdot \left(1 - e^{-\frac{U}{A} \cdot K_1 \cdot z \cdot \tan(\varphi_1)}\right) + \sigma_s \cdot e^{-\frac{U}{A} \cdot K_1 \cdot z \cdot \tan(\varphi'_1)}$$

dove:

A area della faccia superiore del cuneo [m^2]

$U = 2D^2 \cdot (1 + \cot\vartheta)$ lunghezza del perimetro della superficie delimitante il silo [m]

K_1 coefficiente di pressione laterale in presenza di effetto silo, il valore che sarà assunto farà riferimento alle indicazioni proposte da Anagnostou & Kovari.

Il **peso proprio del cuneo G** è definito dalla seguente relazione:

$$G = \frac{1}{2} \cdot \frac{D^3}{\tan(\vartheta_{crit})} \cdot \gamma_{2,av}$$

dove:

G peso proprio del cuneo [kN]

D diametro dello scavo [m]

$\gamma_{2,av}$ Peso specifico medio del terreno nella zona del fronte scavo

La determinazione della **forza di resistenza al taglio T** sui piani triangolari verticali del cuneo è condotta considerando la forza di resistenza al taglio costituita da due componenti: la forza di attrito e la forza di coesione:

$$T = T_R + T_C$$

dove:

- T forza di resistenza al taglio sui piani verticali del cuneo [kN]
- T_R componente della forza di resistenza al taglio dovuta alla forza di attrito [kN] valutata alternativamente secondo due formulazioni $T_{R,1}$ o $T_{R,2}$

$$T_{R,1} = tan(\varphi_2') \cdot K_2 \cdot \left(\frac{D^2 \cdot \sigma_v(t)}{3 \cdot \tan(\vartheta_{crit})} + \frac{D^3 \cdot \gamma_2}{6 \cdot \tan(\vartheta_{crit})} \right)$$

oppure:

$$T_{R,2} = tan(\varphi_2') \cdot K_2 \cdot \left(\frac{D^2 \cdot \sigma_v(t)}{2 \cdot tan(\vartheta_{crit})} + \frac{D^3 \cdot \gamma_2}{6 \cdot tan(\vartheta_{crit})} \right)$$

I coefficienti della pressione laterale del terreno sui piani laterali del silo variano in modo significativo tra i diversi autori, come indicato nella seguente tabella dove sono riportati dei valori consigliati per il coefficiente di pressione laterale K_2 in presenza di effetto silo, k_a e k_p rappresentano rispettivamente i coefficienti di spinta attiva e passiva, mentre k_0 è il coefficiente di spinta a riposo.

Author	Assumed coefficient of the lateral earth pressure
Anagnostou & Kovári (1994)	$K_2 = 0.4$
Jancsecz & Steiner (1994)	$K_2 = \frac{k_0 + k_a}{2}$
Mayer, Hartwig, Schwab (2003)	Shear resistance is neglected
Girmscheid (2008)	$k_a \leq K_2 \leq k_p$
Kirsch & Kolymbas (2005), DIN 4126 (2013)	$K_2 = k_0 = 1 - \sin(\varphi_2')$

Nello sviluppo dei calcoli si assumerà per il coefficiente di pressione laterale K_2 il valore proposto da Anagnostou & Kovari, in quanto trova riscontro su una vasta esperienza pratica.

- T_C componente della forza di resistenza al taglio dovuta alla forza di coesione [kN]

$$T_C = \frac{c_2 \cdot D^2}{2 \cdot \tan(\vartheta_{crit})}$$

La **pressione idrostatica W_{re}** dovuta alla presenza di falda nell'ipotesi di assenza di flusso idrico attraverso lo scudo frontale è calcolata con la seguente formula:

$$W_{re} = \gamma_w \cdot \left(h_{w,crown} + \frac{D}{2}\right) D^2$$

con:

$h_{w,crown}$ livello della falda al di sopra della calotta superiore della tubazione [m]

γ_w peso specifico acqua [kN/m^3]

D diametro dello scavo [m]

Determinate che siano le forze agenti esse vengono trasposte dalla faccia rettangolare del cuneo alla faccia del tunnel circolare e sommate dopo averle moltiplicate per i relativi coefficienti di sicurezza parziali. L'equazione che esprime il valore limite inferiore della forza di sostegno del fronte scavo S_{ci} è dato dalla seguente relazione:

$$S_{ci} = \eta_E \cdot E_{max,ci} + \eta_W \cdot W_{ci}$$

dove:

- η_E coefficiente di sicurezza per le forze dovute al terreno (=1.5)
- η_W coefficiente di sicurezza per la presenza di falda (=1.05)
- S_{ci} forza richiesta per sostegno fronte scavo [kN]

- $E_{max,ci}$ forza di reazione dello scudo dovuta al carico litostatico ridotta alla superficie circolare della faccia dello scavo [kN]

$$E_{max,ci} = E_{re}(\vartheta_{crit}) \cdot \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{D^2}$$

- W_{ci} forza idrostatica ridotta alla superficie circolare della faccia dello scavo [kN]

$$W_{ci} = W_{re} \cdot \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{D^2}$$

Il limite superiore del valore della pressione di supporto è definito come una pressione limite per evitare fenomeni di rottura dello strato di copertura o blow-out del materiale. La pressione massima di supporto deve essere inferiore a 90% dello sforzo verticale totale sulla corona del tunnel:

$$1 \leq \frac{0.9 \cdot \sigma_{v,crown,min}}{s_{crown,max}}$$

con:

- $\sigma_{v,crown,min}$ tensione verticale totale nella calotta superiore dello scavo considerando il peso specifico minimo del terreno
- $s_{crown,max}$ pressione massima ammissibile nella calotta superiore dello scavo

La pressione di supporto necessaria per sostenere la calotta superiore dello scavo può essere calcolata in base alla seguente equazione:

$$s_{crown,min} = \frac{S_{ci}}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}} - \gamma_S \cdot \frac{D}{2}$$

dove con γ_S si è indicato il peso specifico del materiale di supporto [kN/m^3]

Il valore della **pressione di confinamento p_e** nel caso si debbano predisporre eventuali interventi di preconsolidamento al fronte con elementi strutturali in VTR è il valore inferiore tra la resistenza allo snervamento dei tubi in VTR e la resistenza allo sfilamento dei medesimi tubi iniettati e cementati:

$$p_e = \min(p_{e,1}; p_{e,2})$$

con:

$$p_{e,1} = N \cdot A_{VTR} \cdot \frac{f_y}{A}$$

$$p_{e,2} = N \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot \frac{\tau}{A}$$

ove:

- N numero dei tubi in vetroresina
- A_{VTR} area reagente del tubo in vetroresina
- f_y resistenza tubo in vetroresina
- A area della sezione di scavo
- D diametro del foro
- L lunghezza di ancoraggio delle barre in VTR considerata eguale ala lunghezza di sovrapposizione delle stesse
- τ resistenza tangenziale all'interfaccia roccia e la superficie laterale dei tubi in VTR iniettati

8.7.3.2.2 Risultati dei calcoli di analisi di stabilità del fronte scavo con il metodo di Tamez

Di seguito si riassumono le analisi di stabilità svolte considerando il diametro dello scavo pari a 2.8 m.

Le verifiche di stabilità del fronte sono state condotte nei confronti dello Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico (GEO). In particolare, in accordo con le NTC18, nel calcolo si sono impiegati i valori di progetto dei parametri geotecnici dell'ammasso roccioso, fattorizzando i valori caratteristici con i rispettivi coefficienti parziali γ_M . Con tale approccio, il margine di sicurezza associato alla stabilità del fronte può essere considerato adeguato se, e solo se:

$$FS \geq 1$$

8.7.3.2.2.1 Risultati dei calcoli: progressiva da 0.0 a 5.20 m

Parametri della macchina

D	2.8	m	diametro dello scudo
Δ	10	kN/m^2	variazione pressione di supporto fronte scavo (+/-)
γ_S	24.5	kN/m^3	peso specifico del materiale della tubazione

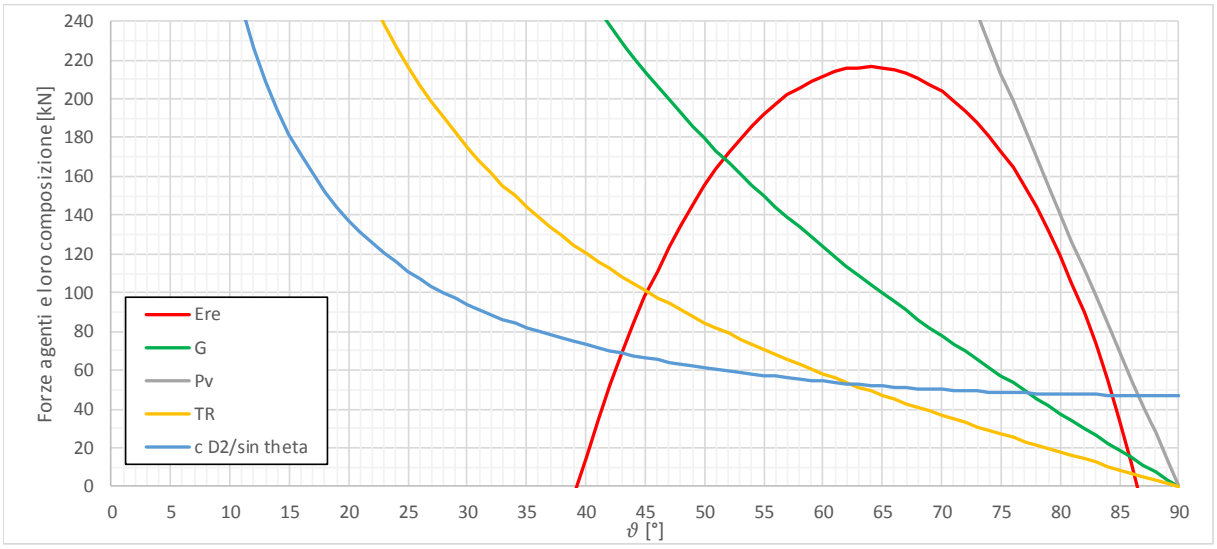
Fattori di sicurezza utilizzati nei calcoli

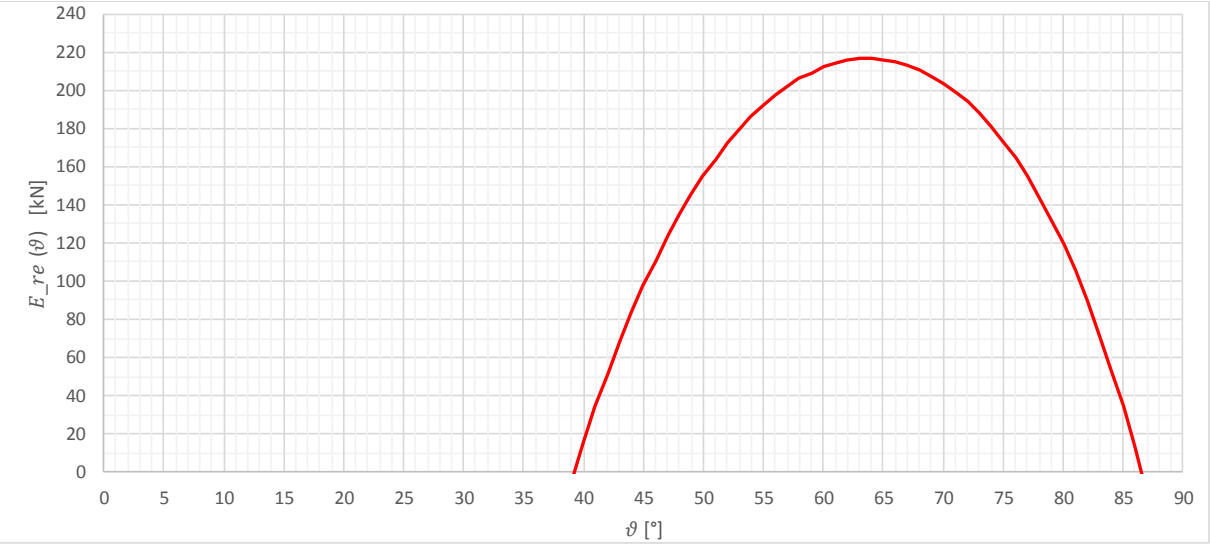
η_F	1.5		coefficiente di sicurezza per le forze dovute al terreno
η_W	1.05		coefficiente di sicurezza per la presenza di falda
Δ_W	10	kN/m^2	sovrapressione minima di contrasto alla pressione idrostatica
σ_S	10	kN/m^2	sovraccarico superficiale uniforme

Dati di progetto

peso specifico colonna terreno	19.50	kN/m3
peso specifico terreno fronte scavo	19.50	kN/m3
copertura massima	4.70	m
livello falda al di sopra della tubazione	3.40	m
sovraccarico	10	kPa
coesione	6	kPa
K_1	0.8	
K_2	0.4	

Sviluppo dei calcoli delle azioni agenti





Calcolo delle forze agenti in funzione del valore dell'angolo critico

ϑ_{crit}	64 [°]	angolo critico di scivolamento
$T_R(\vartheta_{crit})$	49.30 [kN]	forza di resistenza al taglio sui piani triangolari verticali del cuneo
$G(\vartheta_{crit})$	104.39 [kN]	peso proprio del cuneo
$P_v(\vartheta_{crit})$	388.69 [kN]	carico verticale indotto dal prisma di terreno sul cuneo
$E(\vartheta_{crit})$	216.38 [kN]	forza di reazione dello scudo

Riduzione delle forze agenti alla superficie circolare della faccia dello scavo

	0.7854	fattore di riduzione delle forze dalla superficie rettangolare alla superficie circolare della faccia dello scavo
$E_{max,ci}$	169.94 [kN]	

Carico idrostatico

	3.40 m	hw,crown
W_{re}	376.32 [kN]	pressione idrostatica
W_{ci}	295.56 [kN]	forza idrostratica ridotta alla superficie circolare della faccia dello scavo

$S_{E,ci}$	254.91 [kN]	forza di sostegno del fronte scavo dell'azione indotta dal carico litostatico considerati i fattori di sicurezza
$S_{W,ci}$	310.34 [kN]	forza di sostegno del fronte scavo indotta dall'azione idrostatica considerati i fattori di sicurezza
S_{ci}	565.25 [kN]	limite inferiore della forza di sostegno del fronte scavo considerati i fattori di sicurezza

Calcolo dei valori limite delle pressioni dei carichi agenti e verifiche

$s_{crown,min}$	57.50 [kPa]	pressione minima di supporto necessaria per sostenere la calotta superiore
w_{crown}	35.70 [kPa]	pressione idrostatica considerato il relativo fattore di sicurezza

La condizione $w_{crown} < s_{crown,min}$ è verificata

$s_{crown,advance,min}$	67.50 [kPa]	pressione alla calotta superiore in condizioni di avandamento normale considerando la variazione della pressione di supporto fronte scavo
$\sigma_{v,crown,min}$	113.30 [kPa]	pressione totale nella calotta superiore in relazione all'azione del carico litostatico
$s_{crown,max}$	101.97 [kPa]	pressione massima ammissibile nella calotta superiore dello scavo
$s_{crown,advance,max}$	91.97 [kPa]	pressione massima ammissibile nella calotta superiore dello scavo dovuta alla variazione della pressione di suppporto fronte scavo

La condizione $s_{crown,advance,max} > s_{crown,advance,min}$ è verificata per cui lo scavo è possibile

I limiti delle pressioni di sostegno del fronte scavo sono:

limite inferiore	57.50 [kPa]	deviazione
$s_{crown,advance,min}$	67.50 [kPa]	intervallo di pressioni operativo
$s_{crown,advance,max}$	91.97 [kPa]	intervallo di pressioni operativo
limite superiore	101.97 [kPa]	deviazione

FS 2.31

Valutazione della pressione fittizia attribuibile agli interventi di consolidamento al fronte

Nelle analisi di stabilità si è tenuto conto degli interventi di consolidamento al fronte, realizzati con elementi strutturali in VTR mediante l'applicazione di una pressione fittizia, p_e, valutata mediante le espressioni citate precedentemente. A tal fine, il valore caratteristico della resistenza tangenziale all'interfaccia tra la roccia e la superficie laterale dei tubi in VTR (τ_k) è stato valutato avvalendosi del metodo di Bustamante e Doix (1985), ottenendo:

$$\tau_k = 400\ kPa$$

Tale valore, che ricade nel campo medio–basso suggerito dagli Autori è ritenuto conservativo.

Il valore di calcolo τ_d è ottenuto dividendo il valore caratteristico, τ_k, per il coefficiente di sicurezza sui materiali (γ_m=1.25):

$$\tau_d = 320\ kPa$$

La resistenza di calcolo a snervamento dei tubi in VTR è stata assunta pari a:

$$f_{yd} = \frac{600\ kPa}{\gamma_m} = 461\ MPa$$

assumendo un coefficiente di sicurezza parziale sulla resistenza del materiale (γ_m) leggermente cautelativo.

Per la sezione di scavo prevista risulta:

$$p_{e,1} = N \cdot A_{VTR} \cdot \frac{f_y}{A} = 15.31\ MPa$$

$$p_{e,2} = N \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot \frac{\tau_d}{A} = 23.61\ MPa$$

ove:

- N numero dei tubi in vetroresina = 83
- A_{VTR} area reagente del tubo in vetroresina = 0.002826 m^2
- f_y resistenza tubo in vetroresina = 461 MPa
- A area della sezione di scavo = 7.065 m^2
- D diametro del foro = 0.1 m
- L lunghezza di ancoraggio delle barre in VTR considerata eguale alla lunghezza di sovrapposizione delle stesse = 20 m

La pressione fittizia al cavo vale pertanto: 15.31 MPa.

8.7.3.2.2.2 Risultati dei calcoli: progressiva da 5.21 a 15.00 m

Parametri della macchina

D	2.8	m	diametro dello scudo
Δ	10	kN/m^2	variazione pressione di supporto fronte scavo (+/-)
γ_S	24.5	kN/m^3	peso specifico del materiale della tubazione

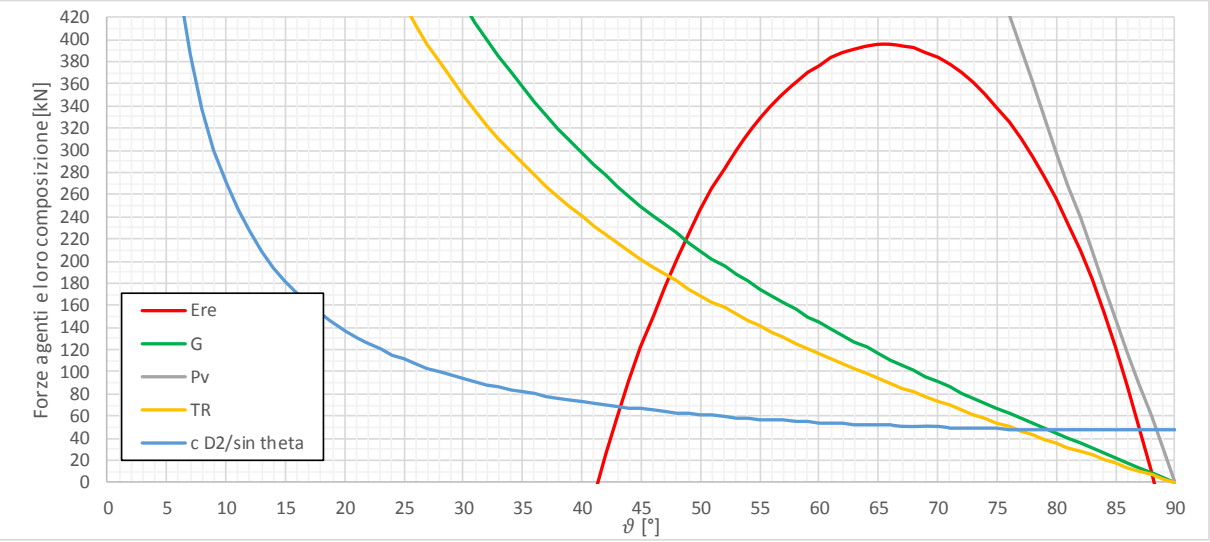
Fattori di sicurezza utilizzati nei calcoli

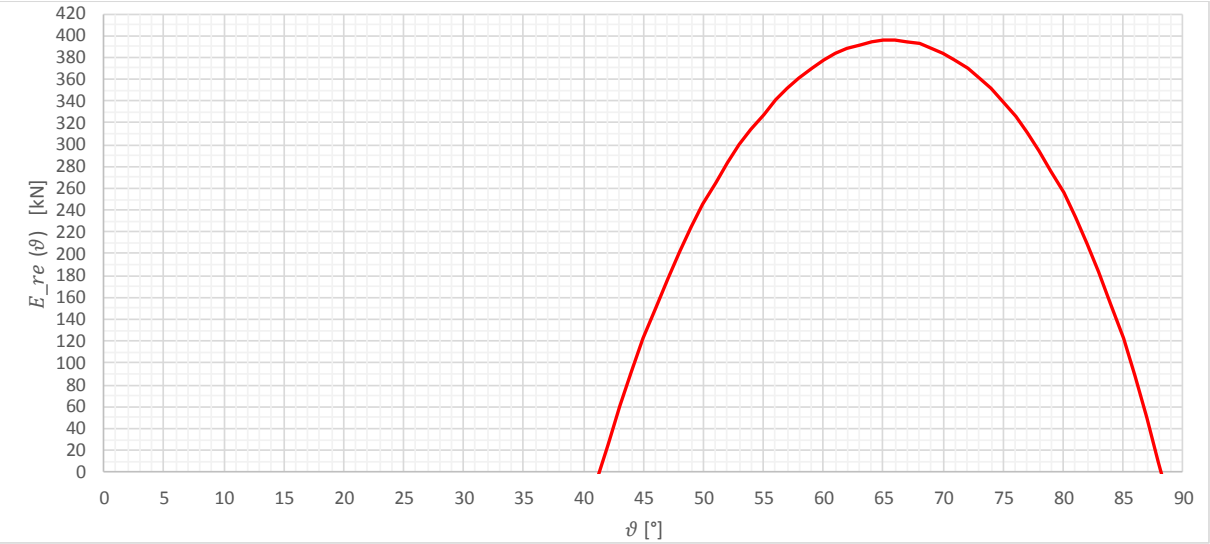
η_F	1.5		coefficiente di sicurezza per le forze dovute al terreno
η_W	1.05		coefficiente di sicurezza per la presenza di falda
Δ_W	10	kN/m^2	sovrapressione minima di contrasto alla pressione idrostatica
σ_S	10	kN/m^2	sovraccarico superficiale uniforme

Dati di progetto

peso specifico colonna terreno	22.74	kN/m3
peso specifico terreno fronte scavo	24.00	kN/m3
copertura massima	8.60	m
livello falda al di sopra della tubazione	5.40	m
sovraccarico	10	kPa
coesione	6	kPa
K_1	0.8	
K_2	0.4	

Sviluppo dei calcoli delle azioni agenti





Calcolo delle forze agenti in funzione del valore dell'angolo critico

ϑ_{crit}	66 [°]	angolo critico di scivolamento
$T_R(\vartheta_{crit})$	89.75 [kN]	forza di resistenza al taglio sui piani triangolari verticali del cuneo
$G(\vartheta_{crit})$	111.15 [kN]	peso proprio del cuneo
$P_v(\vartheta_{crit})$	755.36 [kN]	carico verticale indotto dal prisma di terreno sul cuneo
$E(\vartheta_{crit})$	395.41 [kN]	forza di reazione dello scudo

Riduzione delle forze agenti alla superficie circolare della faccia dello scavo

	0.7854	fattore di riduzione delle forze dalla superficie rettangolare alla superficie circolare della faccia dello scavo
$E_{max,ci}$	310.55 [kN]	

Carico idrostatico

	5.40 m	hw,crown
W_{re}	533.12 [kN]	pressione idrostatica
W_{ci}	418.71 [kN]	forza idrostratica ridotta alla superficie circolare della faccia dello scavo

$S_{E,ci}$	465.83 [kN]	forza di sostegno del fronte scavo dell'azione indotta dal carico litostatico considerati i fattori di sicurezza
$S_{W,ci}$	439.65 [kN]	forza di sostegno del fronte scavo indotta dall'azione idrostatica considerati i fattori di sicurezza
S_{ci}	905.48 [kN]	limite inferiore della forza di sostegno del fronte scavo considerati i fattori di sicurezza

Calcolo dei valori limite delle pressioni dei carichi agenti e verifiche

$s_{crown,min}$	112.75 [kPa]	pressione minima di supporto necessaria per sostenere la calotta superiore
w_{crown}	56.70 [kPa]	pressione idrostatica considerato il relativo fattore di sicurezza

La condizione $w_{crown} < s_{crown,min}$ è verificata

$s_{crown,advance,min}$	122.75 [kPa]	pressione alla calotta superiore in condizioni di avandamento normale considerando la variazione della pressione di supporto fronte scavo
$\sigma_{v,crown,min}$	208.82 [kPa]	pressione totale nella calotta superiore in relazione all'azione del carico litostatico
$s_{crown,max}$	187.94 [kPa]	pressione massima ammissibile nella calotta superiore dello scavo
$s_{crown,advance,max}$	177.94 [kPa]	pressione massima ammissibile nella calotta superiore dello scavo dovuta alla variazione della pressione di suppporto fronte scavo

La condizione $s_{crown,advance,max} > s_{crown,advance,min}$ è verificata per cui lo scavo è possibile

I limiti delle pressioni di sostegno del fronte scavo sono:

limite inferiore	112.75 [kPa]	deviazione
$s_{crown,advance,min}$	122.75 [kPa]	intervallo di pressioni operativo
$s_{crown,advance,max}$	177.94 [kPa]	intervallo di pressioni operativo
limite superiore	187.94 [kPa]	deviazione

FS 4.34

8.7.3.2.2.3 Risultati dei calcoli: progressiva da 15.01 a 38.00 m

Parametri della macchina

D	2.8	m	diametro dello scudo
Δ	10	kN/m^2	variazione pressione di supporto fronte scavo (+/-)
γ_S	24.5	kN/m^3	peso specifico del materiale della tubazione

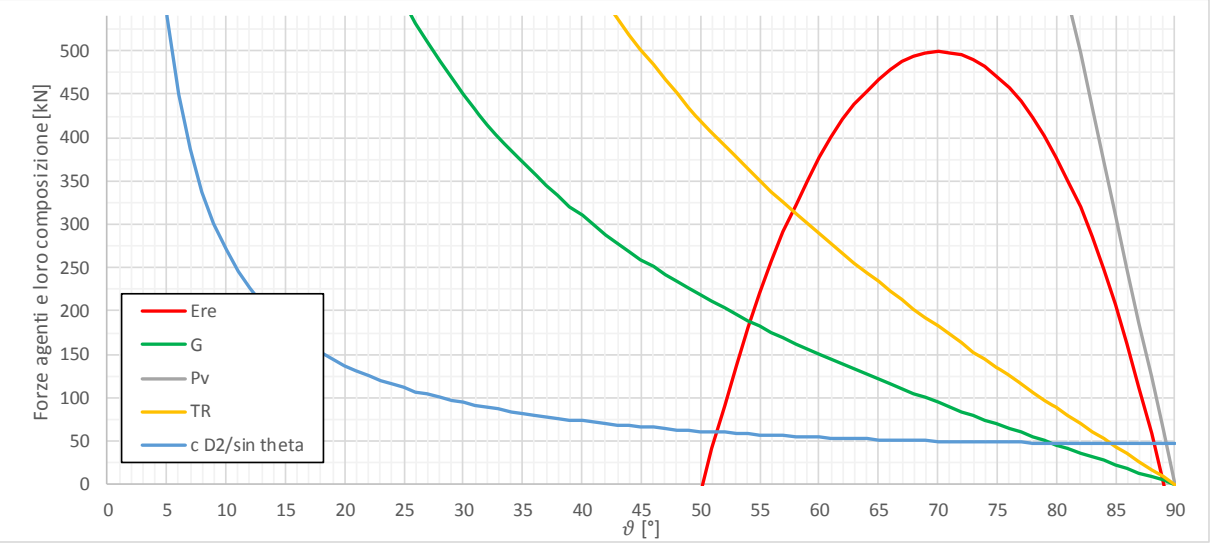
Fattori di sicurezza utilizzati nei calcoli

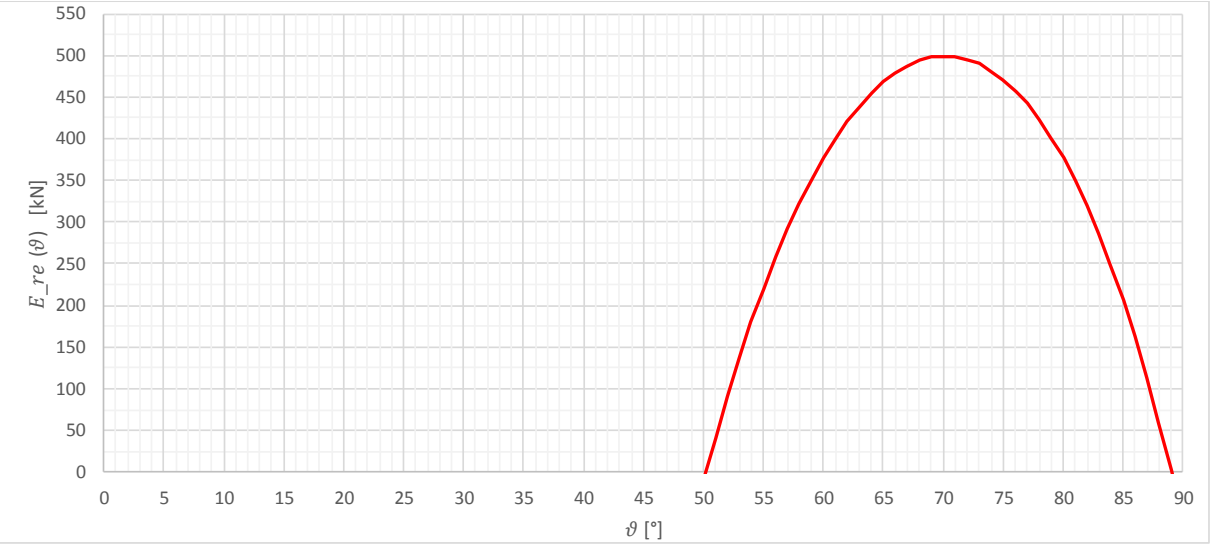
η_F	1.5		coefficiente di sicurezza per le forze dovute al terreno
η_W	1.05		coefficiente di sicurezza per la presenza di falda
Δ_W	10	kN/m^2	sovrapressione minima di contrasto alla pressione idrostatica
σ_S	10	kN/m^2	sovraccarico superficiale uniforme

Dati di progetto

peso specifico colonna terreno	23.67	kN/m3
peso specifico terreno fronte scavo	26.00	kN/m3
copertura massima	17.00	m
livello falda al di sopra della tubazione	10.00	m
sovraccarico	10	kPa
coesione	6	kPa
K_1	0.8	
K_2	0.4	

Sviluppo dei calcoli delle azioni agenti





Calcolo delle forze agenti in funzione del valore dell'angolo critico

ϑ_{crit}	70 [°]	angolo critico di scivolamento
$T_R(\vartheta_{crit})$	182.27 [kN]	forza di resistenza al taglio sui piani triangolari verticali del cuneo
$G(\vartheta_{crit})$	94.56 [kN]	peso proprio del cuneo
$P_v(\vartheta_{crit})$	1289.79 [kN]	carico verticale indotto dal prisma di terreno sul cuneo
$E(\vartheta_{crit})$	499.16 [kN]	forza di reazione dello scudo

Riduzione delle forze agenti alla superficie circolare della faccia dello scavo

	0.7854	fattore di riduzione delle forze dalla superficie rettangolare alla superficie circolare della faccia dello scavo
$E_{max,ci}$	392.04 [kN]	

Carico idrostatico

	10.00 m	hw,crown
W_{re}	893.76 [kN]	pressione idrostatica
W_{ci}	701.96 [kN]	forza idrostratica ridotta alla superficie circolare della faccia dello scavo

$S_{E,ci}$	588.06 [kN]	forza di sostegno del fronte scavo dell'azione indotta dal carico litostatico considerati i fattori di sicurezza
$S_{W,ci}$	737.06 [kN]	forza di sostegno del fronte scavo indotta dall'azione idrostatica considerati i fattori di sicurezza
S_{ci}	1325.12 [kN]	limite inferiore della forza di sostegno del fronte scavo considerati i fattori di sicurezza

Calcolo dei valori limite delle pressioni dei carichi agenti e verifiche

$s_{crown,min}$	180.90 [kPa]	pressione minima di supporto necessaria per sostenere la calotta superiore
w_{crown}	105.00 [kPa]	pressione idrostatica considerato il relativo fattore di sicurezza

La condizione $w_{crown} < s_{crown,min}$ è verificata

$s_{crown,advance,min}$	190.90 [kPa]	pressione alla calotta superiore in condizioni di avandamento normale considerando la variazione della pressione di supporto fronte scavo
$\sigma_{v,crown,min}$	406.71 [kPa]	pressione totale nella calotta superiore in relazione all'azione del carico litostatico
$s_{crown,max}$	366.04 [kPa]	pressione massima ammissibile nella calotta superiore dello scavo
$s_{crown,advance,max}$	356.04 [kPa]	pressione massima ammissibile nella calotta superiore dello scavo dovuta alla variazione della pressione di suppporto fronte scavo

La condizione $s_{crown,advance,max} > s_{crown,advance,min}$ è verificata per cui lo scavo è possibile

I limiti delle pressioni di sostegno del fronte scavo sono:

limite inferiore	180.90 [kPa]	deviazione
$s_{crown,advance,min}$	190.90 [kPa]	intervallo di pressioni operativo
$s_{crown,advance,max}$	356.04 [kPa]	intervallo di pressioni operativo
limite superiore	366.04 [kPa]	deviazione

FS 10.48

8.7.3.3 Verifiche di stabilità del cavo

La valutazione dell'evoluzione dello stato tensionale nell'ammasso a seguito della realizzazione dello scavo viene condotta attraverso l'analisi dei fenomeni deformativi del mezzo attraversato, che forniscono informazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve e a lungo termine.
Il comportamento del cavo e del fronte è infatti funzione, oltre che delle caratteristiche meccaniche dei materiali attraversati, delle caratteristiche geometriche della cavità stessa, delle coperture, e dei carichi litostatici cui è soggetta.
Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente ricondotto al caso di cavo a fronte stabile secondo l'ipotesi di mezzo isotropo, lineare ed elastico (ILE).
L'assunto di mezzo ILE è corroborata dai risultati ottenuti applicando il metodo di Tamez nelle sezioni di imbocco fino alla progressiva 38.00m..
Se il fronte di scavo è stabile, lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico e i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile, mantenendosi prevalentemente in campo elastico e non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento, se non localizzati e in misura molto ridotta.

Il calcolo dello stato tensionale indotto nell'intorno del cavo, considerando il mezzo come ILE e k_0 pari ad 1, può essere calcolato utilizzando convenientemente la soluzione di Lamè.
Le ipotesi su cui si basa la soluzione sono:

- cavo circolare e profondo, ossia ricoprimento maggiore o al più eguale a 3 volte il diametro del cavo stesso pari quindi a 8.40 m
- stato di deformazione piana, valida se la sezione in esame è lontana dal fronte. Le sezioni prossime al fronte sono state studiate precedentemente con il metodo di Tamez
- stato tensionale originario isotropo
- pressione interna applicata uniformemente su il contorno del cavo
- influenza trascurabile delle forze di massa e quindi variazione dello stato di tensione trascurabile con la profondità
- mezzo continuo, omogeneo, isotropo, elastico
- validità del criterio di Mohr-Coulomb

- linearità geometrica: le deformazioni sono piccole e pertanto la geometria del problema non viene modificata.

Il problema è simmetrico rispetto al centro del cavo, cioè le sollecitazioni sono di tipo concentrico ed indipendenti dall'angolo tra l'orizzontale e la direzione lungo la quale si calcolano le tensioni.
La soluzione di Lamè consente di determinare lo stato di tensione e deformazione attorno allo scavo. In virtù delle condizioni di simmetria le equazioni sono convenientemente scritte in termini di coordinate polari, pertanto le componenti di tensione calcolate sono la tensione circonferenziale σ_ϑ e la tensione radiale σ_r; lo spostamento è quello radiale u_r e le direzioni coincidono ovunque con quella radiale e circonferenziale.
Le condizioni al contorno sono le seguenti:

- per un valore della distanza dal centro del cavo r eguale al raggio della cavo

$$\sigma_r = p_i$$

- per un valore della distanza dal centro del cavo r tendente ad infinito

$$\sigma_r = p_0$$

Dove p_0 è la pressione originaria agente, p_i è la pressione interna al cavo.
La legge costitutiva adottata, come anticipato, è quella propria di un mezzo ILE caratterizzato dalle costanti §elastiche E e ν.

Le relazioni che consentono di descrivere l'andamento delle tensioni circonferenziali e radiali, nonché dello spostamento radiale del c avo sono di seguito riportate:

$$\sigma_r = p_0 - (p_0 - p_i) \cdot \frac{a^2}{r^2}$$

$$\sigma_\vartheta = p_0 + (p_0 - p_i) \cdot \frac{a^2}{r^2}$$

$$\sigma_r = \frac{1+\nu}{E} \cdot p_0 \cdot (p_0 - p_i) \cdot \frac{a^2}{r}$$

Si osserva che:

- la convergenza relativa delle pareti è direttamente proporzionale a p_0 e quindi alla profondità dello scavo, ed inversamente proporzionale al modulo elastico del materiale E

- in assenza di pressione interna la tensione tangenziale sul contorno del cavo è il doppio della sollecitazione originaria p_0. L'applicazione di una pressione interna sulla parete del cavo riduce la severità dello stato di sforzo e la convergenza delle pareti dello scavo, cautelativamente si è considerata la condizione più gravosa corrispondente al valore di pressione interna p_i nulla.

man mano che ci si allontana dalla parete della galleria le condizioni diventano meno severe. Il taglio massimo in ciascun punto vale:

$$\tau_{max} = (p_0 - p_i) \cdot \frac{a^2}{r^2}$$

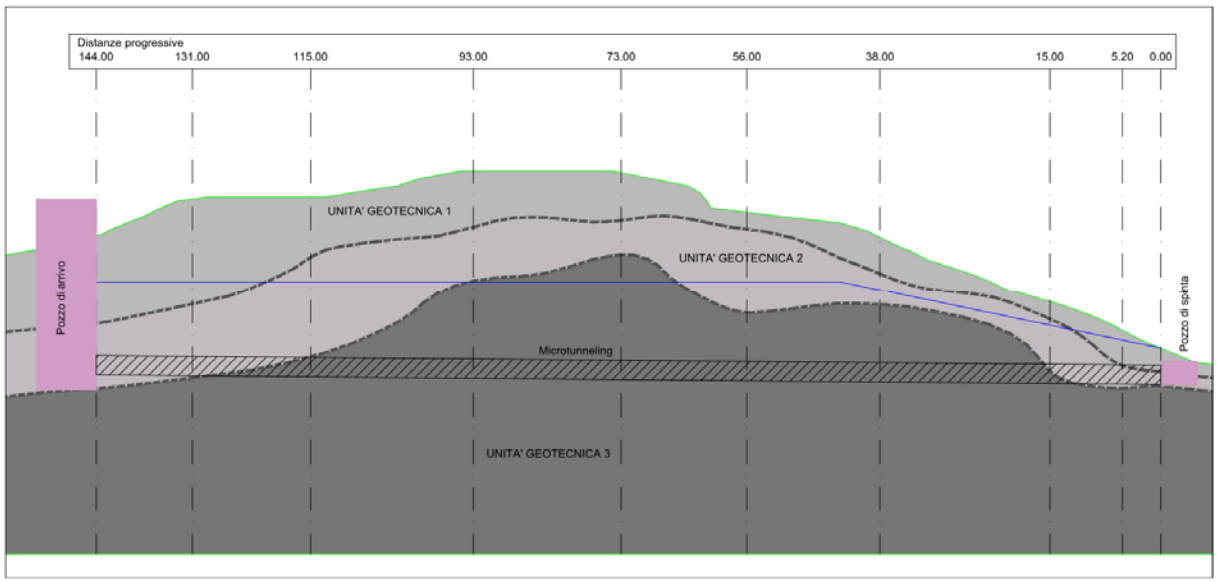
E la tensione media si mantiene ovunque costante e pari a p_0.

Modello geotecnico ILE di riferimento per i calcoli.

Unità geotecnica	Peso di volume medio γ_t [kN/m³]	Angolo di resistenza al taglio φ [°]	Coesione efficace c [kPa]	Modulo di deformazione elastica E [MPa]	Coefficiente di Poisson	ko	Vs [m/s]
I	19.5	31	7.5	40	0.3	1	1000
II	24	35	50	1000	0.3	1	2000
III	26	43.5	145	3000	0.3	1	3250

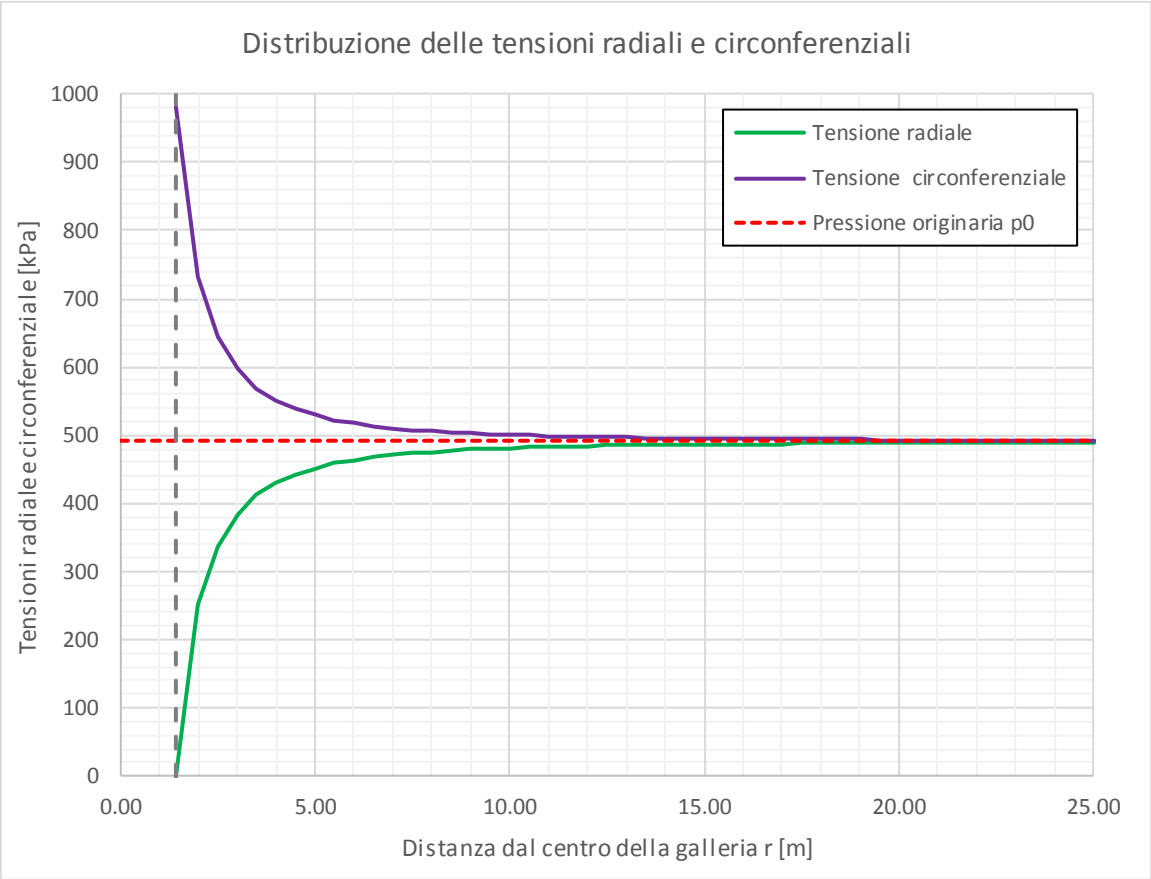
Valori di progetto per i parametri geotecnici (Tab. 6.2.II – NTC2018)

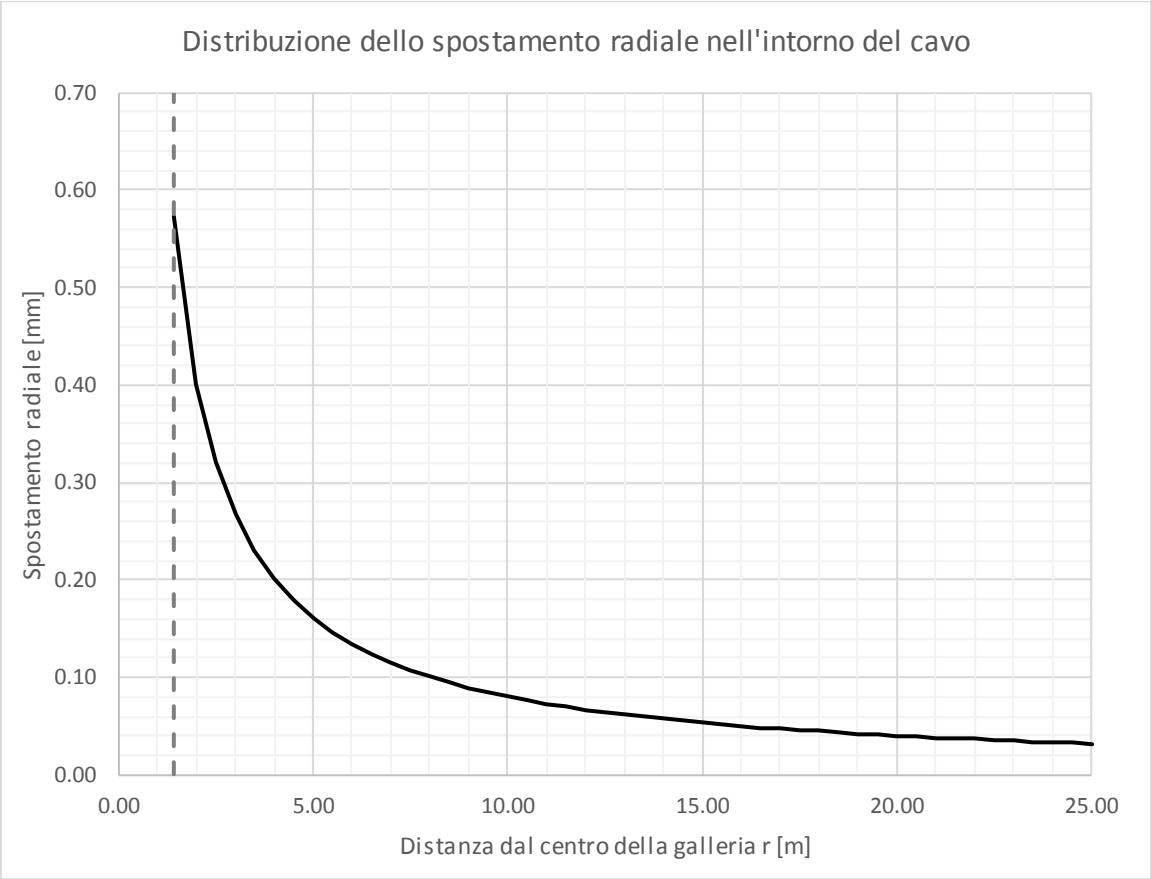
Unità geotecniche	γ_k [kN/m³]	φ_k [°]	c_k [kPa]
I	19.5	25.7	6.0
II	24	29.3	40.0
III	26	37.2	116.0

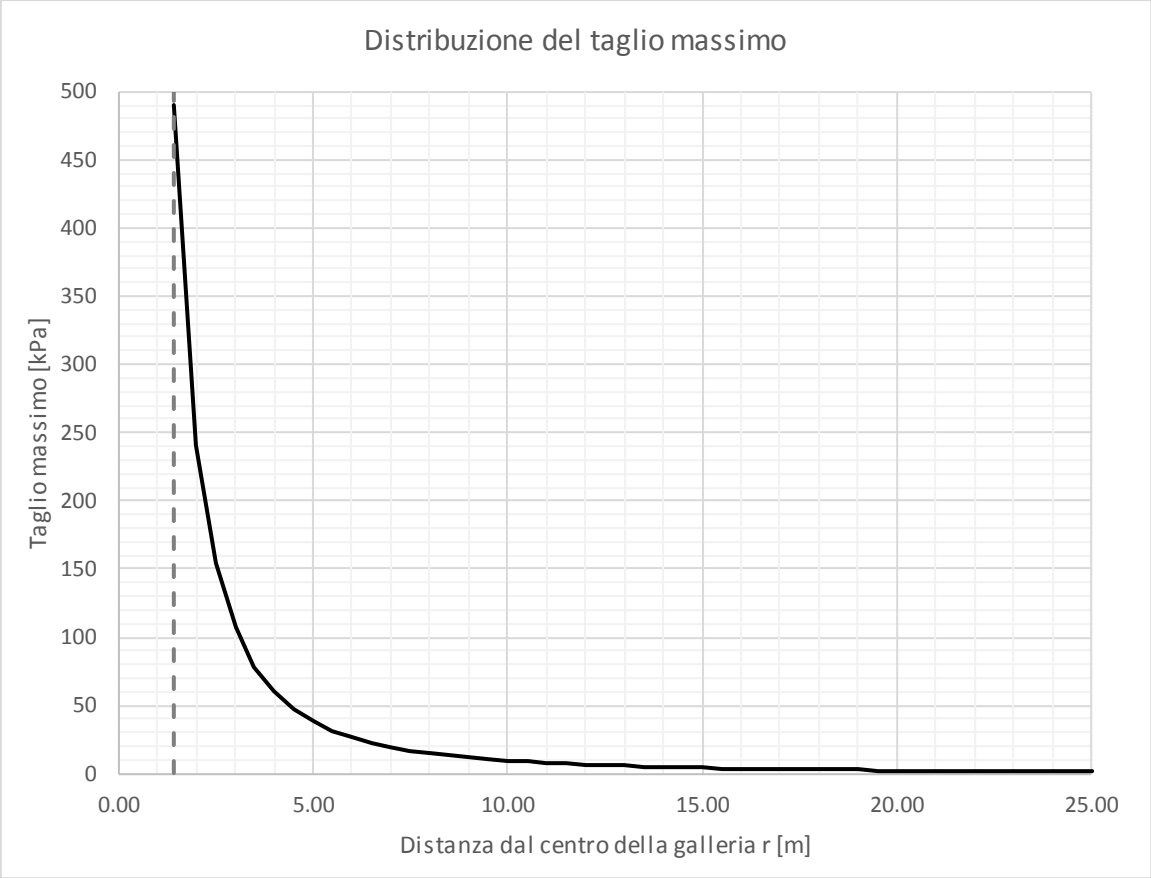


8.7.3.3.1.1 Risultati dei calcoli: progressiva da 38.01 a 56.00 m

$$p_0 = 490.70\ kPa$$



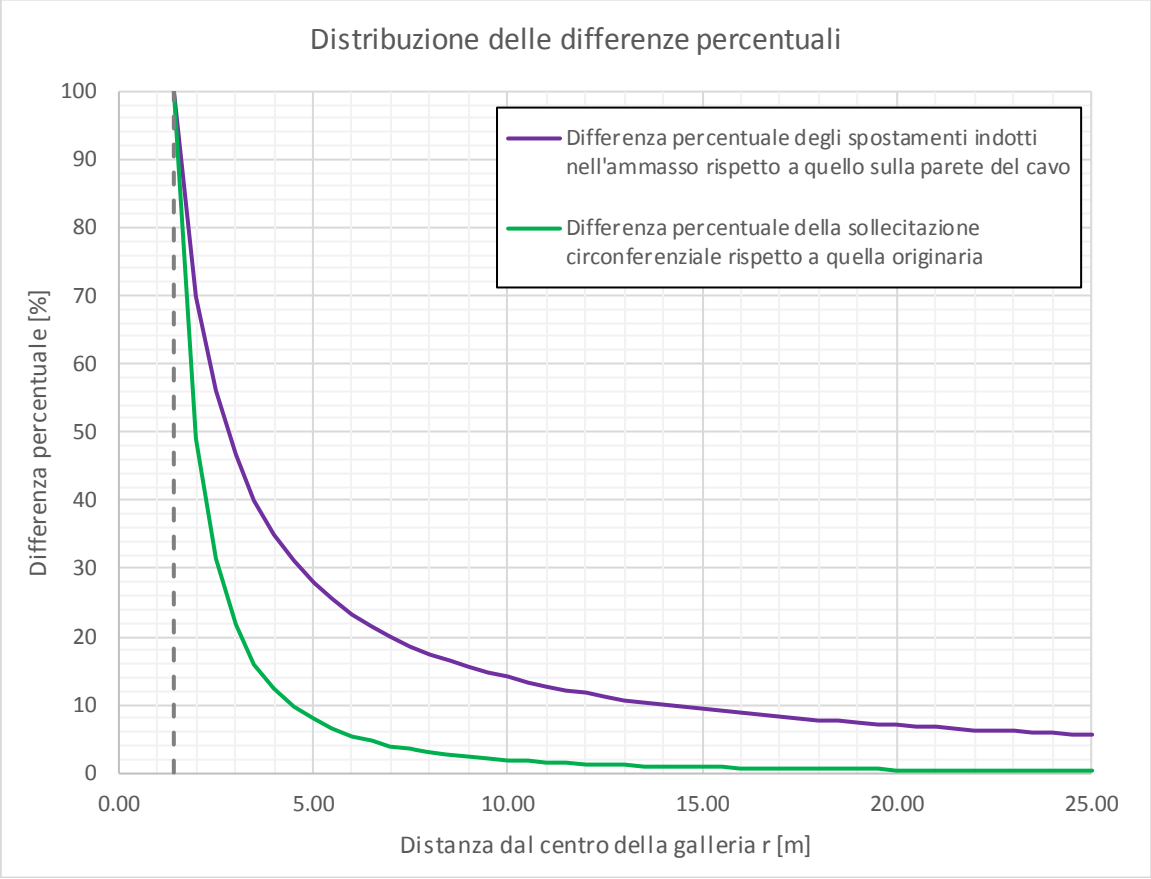

Distribuzione dello spostamento radiale nell'intorno del cavo
Spostamento radiale [mm]
0.70
0.60
0.50
0.40
0.30
0.20
0.10
0.00
0.00
5.00
10.00
15.00
20.00
25.00
Distanza dal centro della galleria r [m]


Distribuzione del taglio massimo
Taglio massimo [kPa]
500
450
400
350
300
250
200
150
100
50
0
0.00
5.00
10.00
15.00
20.00
25.00
Distanza dal centro della galleria r [m]

Considerazioni

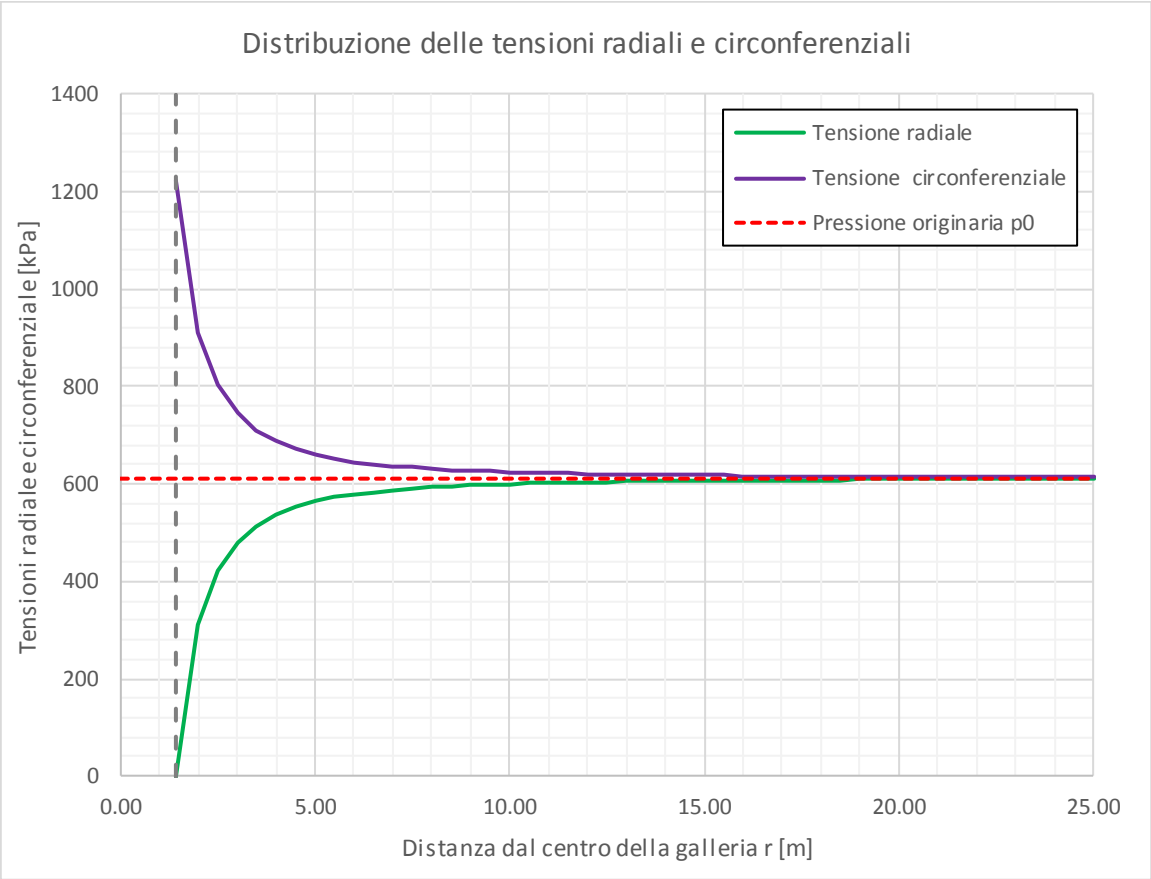
La zona di influenza del cavo, cioè la zona di ammasso roccioso in cui lo stato di sollecitazione originario viene turbato dallo scavo si estende in modo concentrico intorno al cavo stesso. Ad una distanza dalla parete del cavo pari a tre diametri la sollecitazione circonferenziale differisce meno del 2% rispetto a quella originaria. Si può pertanto considerare un'estensione della zona di influenza pari a tre diametri.

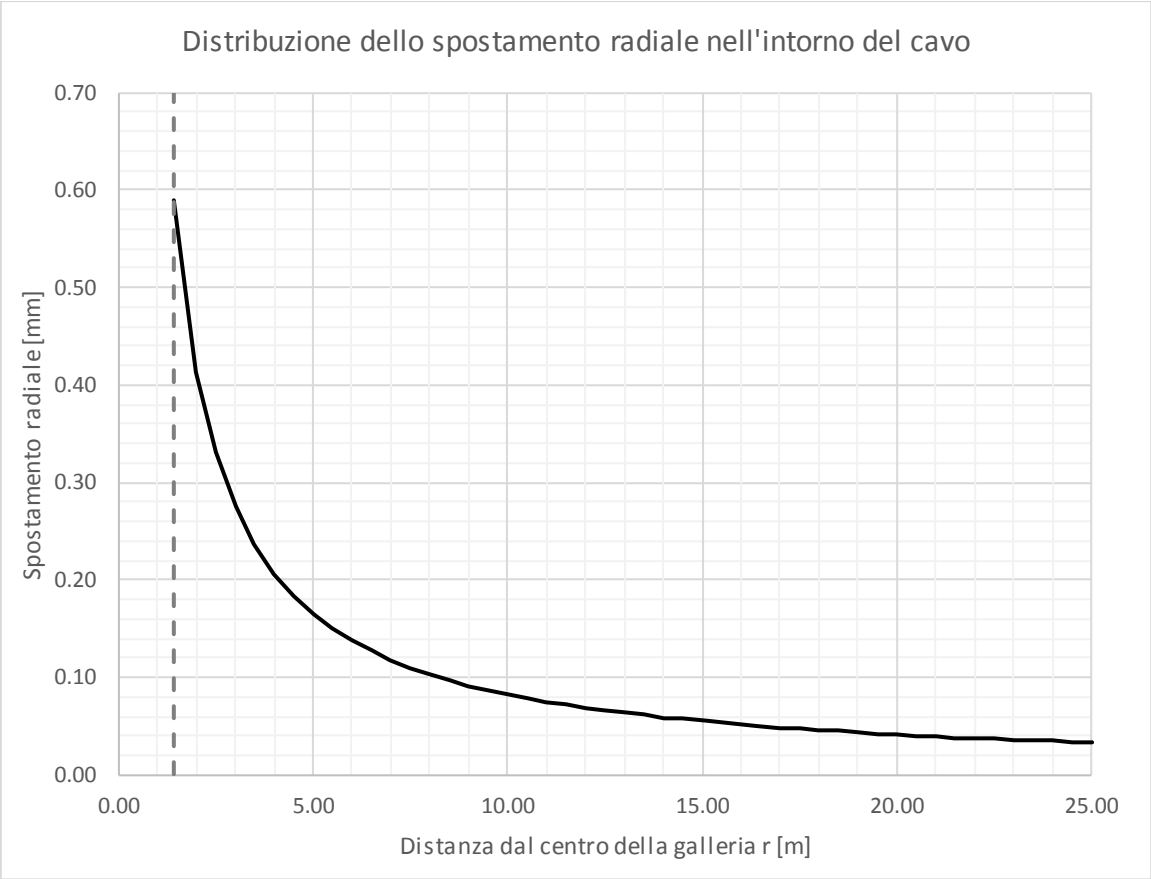
La zona di ammasso roccioso in cui è possibile rilevare gli spostamenti indotti dallo scavo si estende fino a cinque diametri dalla parete del cavo, ove lo spostamento si riduce al 10% di quello che si verifica in parete.

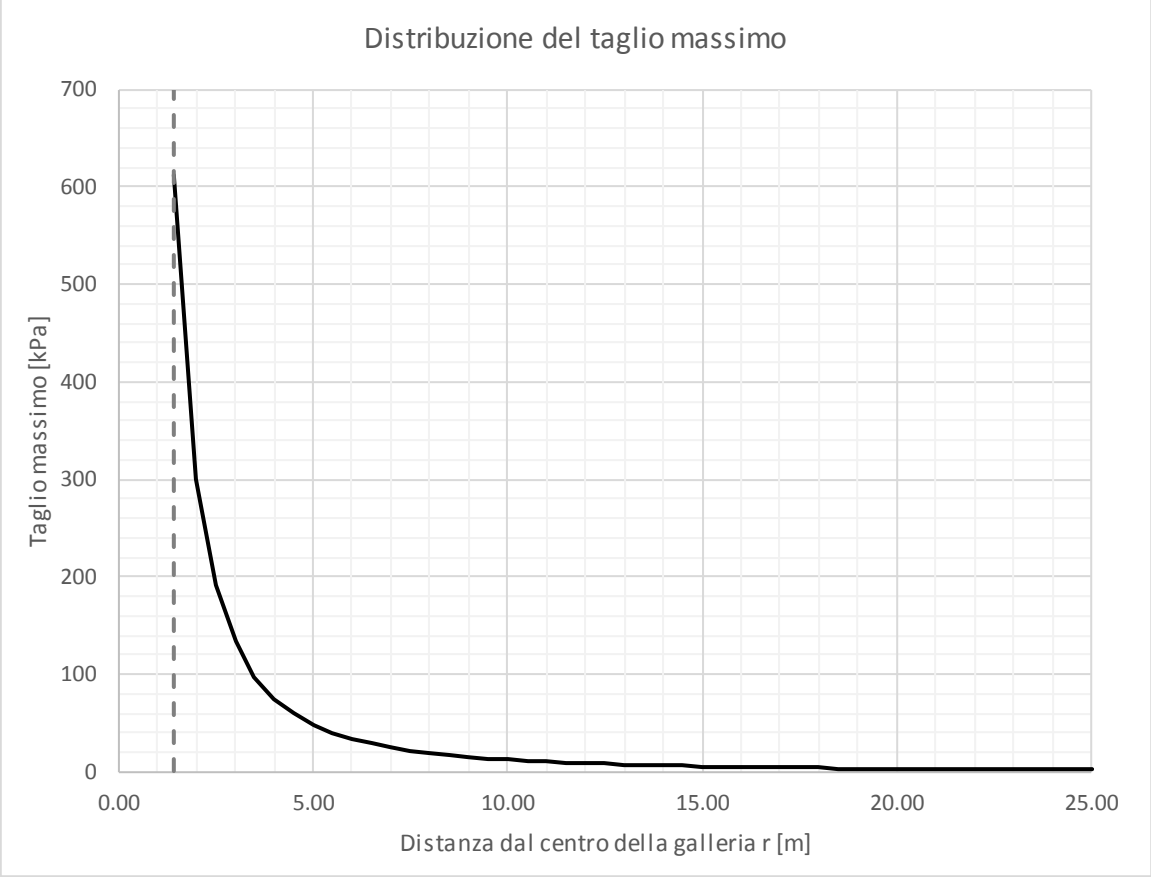


8.7.3.3.1.2 Risultati dei calcoli: progressiva da 56.01 a 73.00 m

$$p_0 = 612.00\ kPa$$



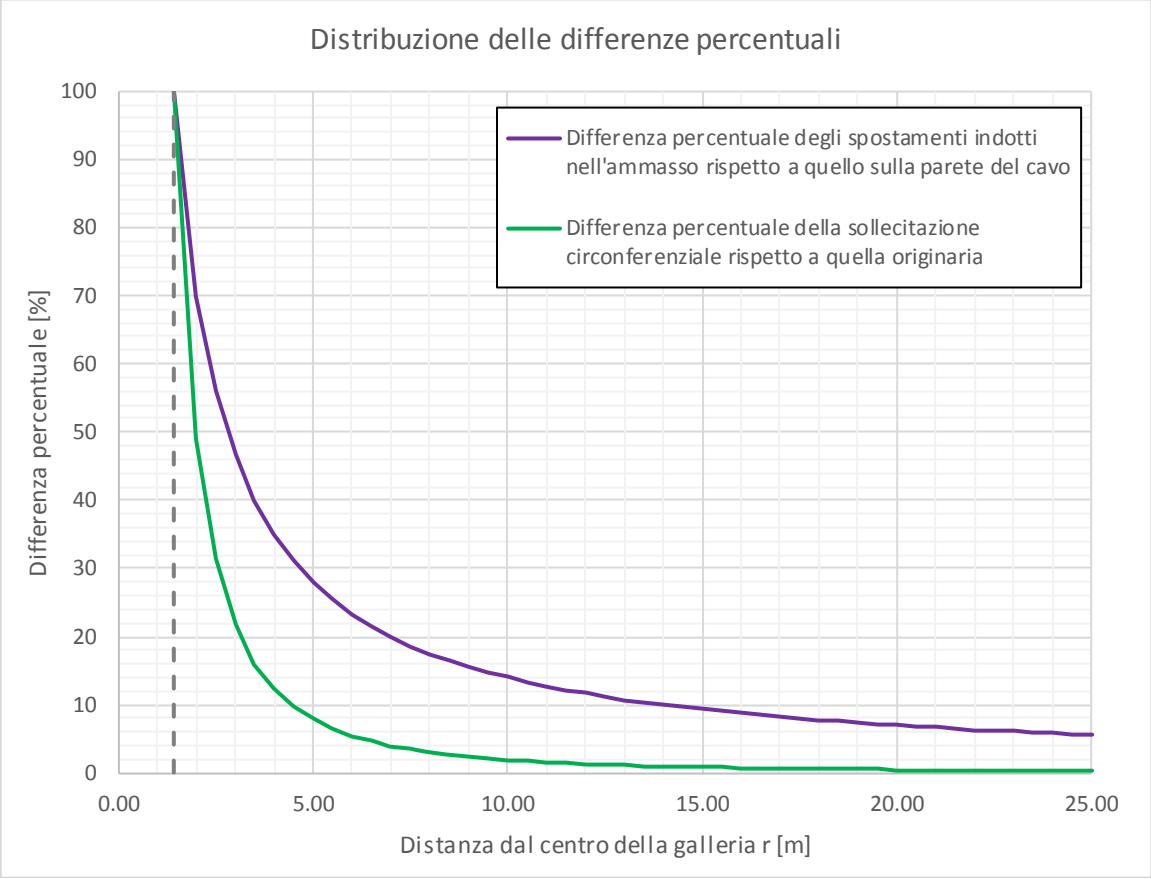

Distribuzione dello spostamento radiale nell'intorno del cavo
Spostamento radiale [mm]
0.70
0.60
0.50
0.40
0.30
0.20
0.10
0.00
0.00
5.00
10.00
15.00
20.00
25.00
Distanza dal centro della galleria r [m]


Distribuzione del taglio massimo
Taglio massimo [kPa]
700
600
500
400
300
200
100
0
0.00
5.00
10.00
15.00
20.00
25.00
Distanza dal centro della galleria r [m]

Considerazioni

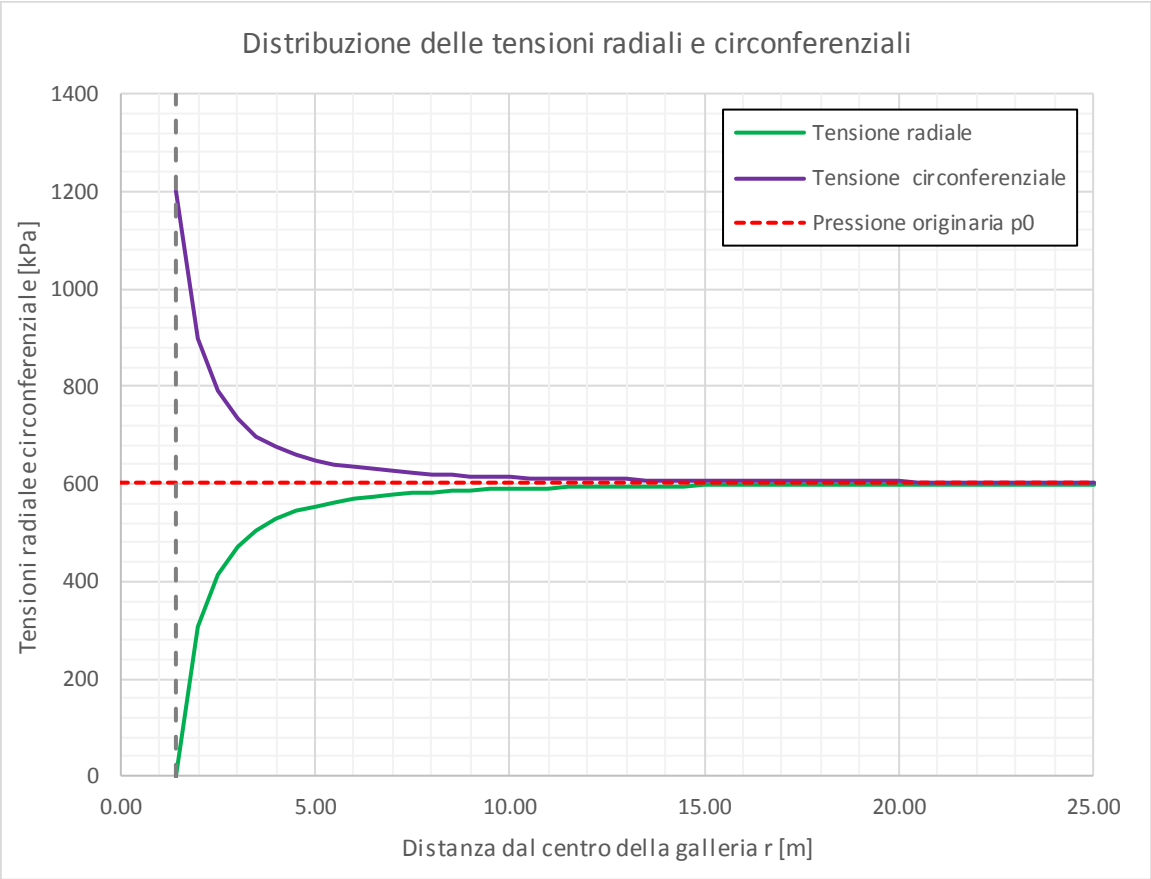
La zona di influenza del cavo, cioè la zona di ammasso roccioso in cui lo stato di sollecitazione originario viene turbato dallo scavo si estende in modo concentrico intorno al cavo stesso. Ad una distanza dalla parete del cavo pari a tre diametri la sollecitazione circonferenziale differisce meno del 2% rispetto a quella originaria. Si può pertanto considerare un'estensione della zona di influenza pari a tre diametri.

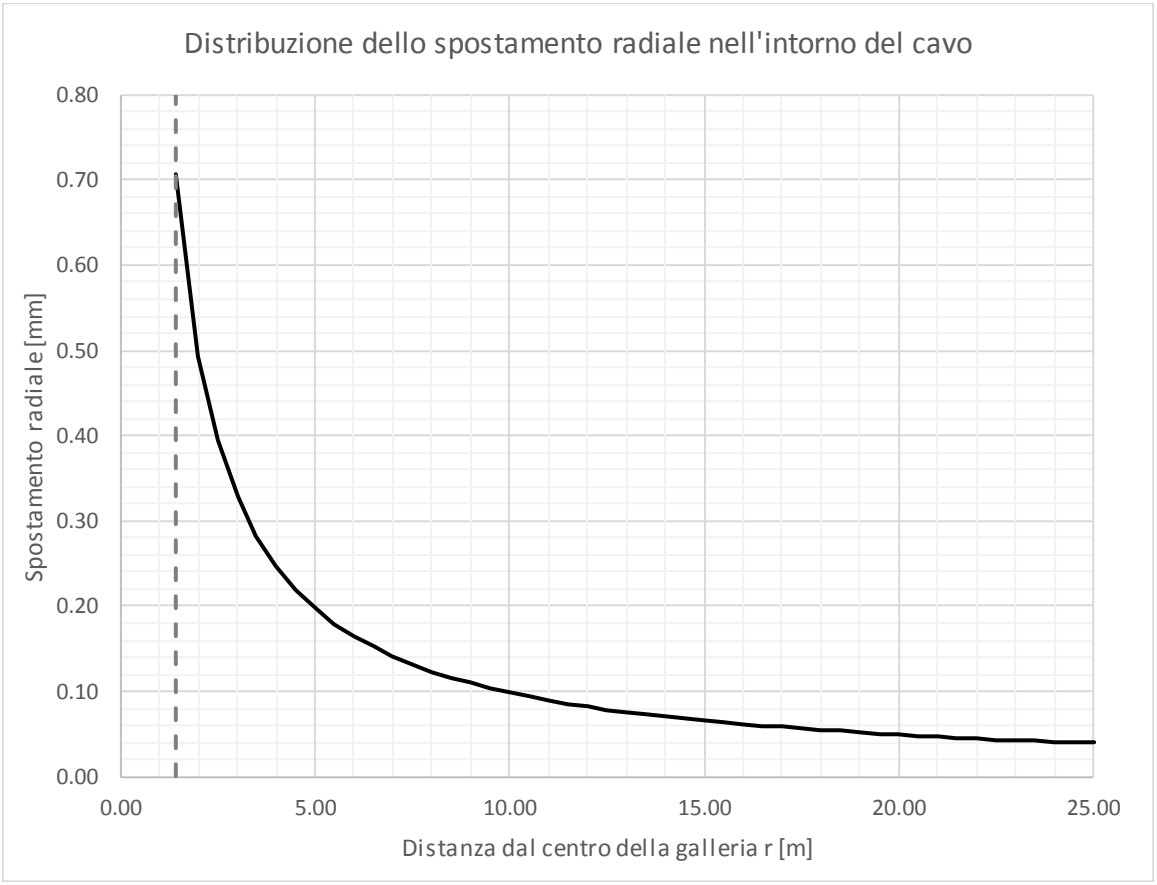
La zona di ammasso roccioso in cui è possibile rilevare gli spostamenti indotti dallo scavo si estende fino a cinque diametri dalla parete del cavo, ove lo spostamento si riduce al 10% di quello che si verifica in parete.

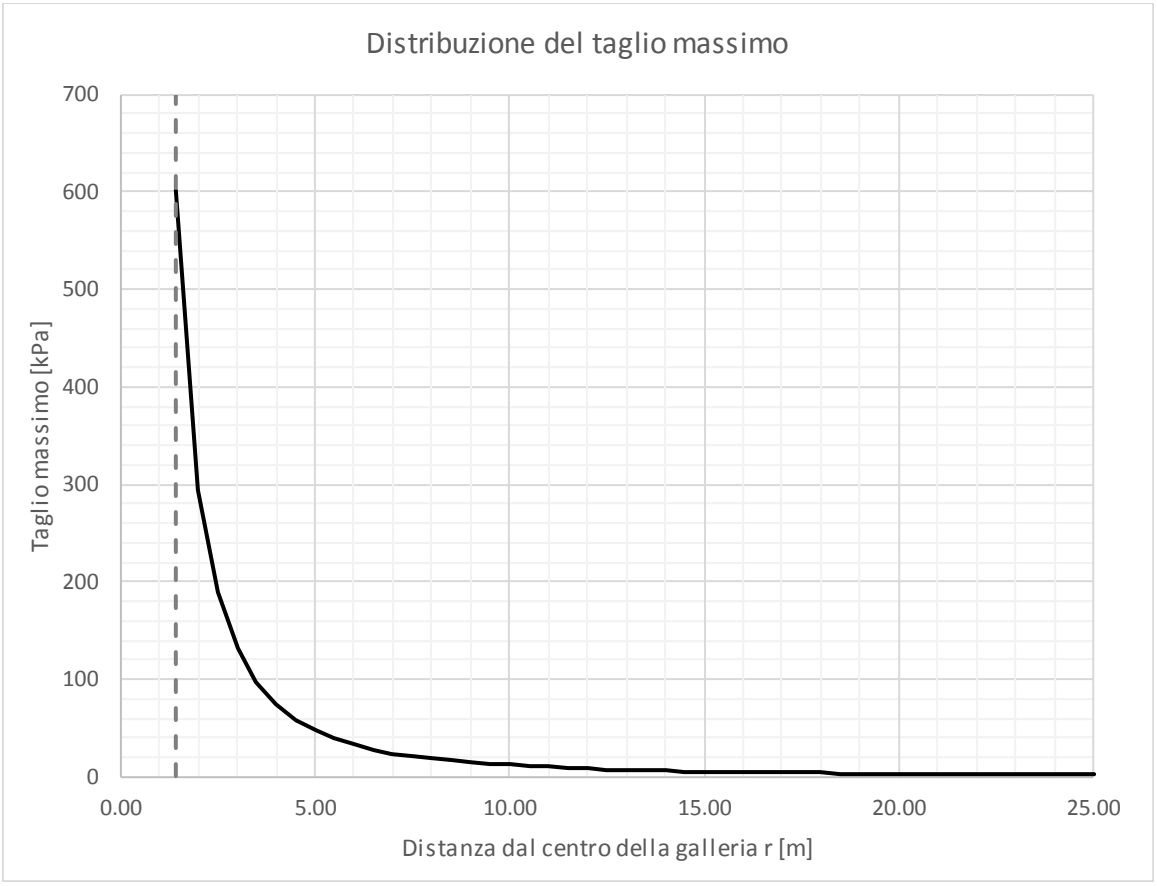


8.7.3.3.1.3 Risultati dei calcoli: progressiva da 73.01 a 93.00 m

$$p_0 = 601.60\ kPa$$



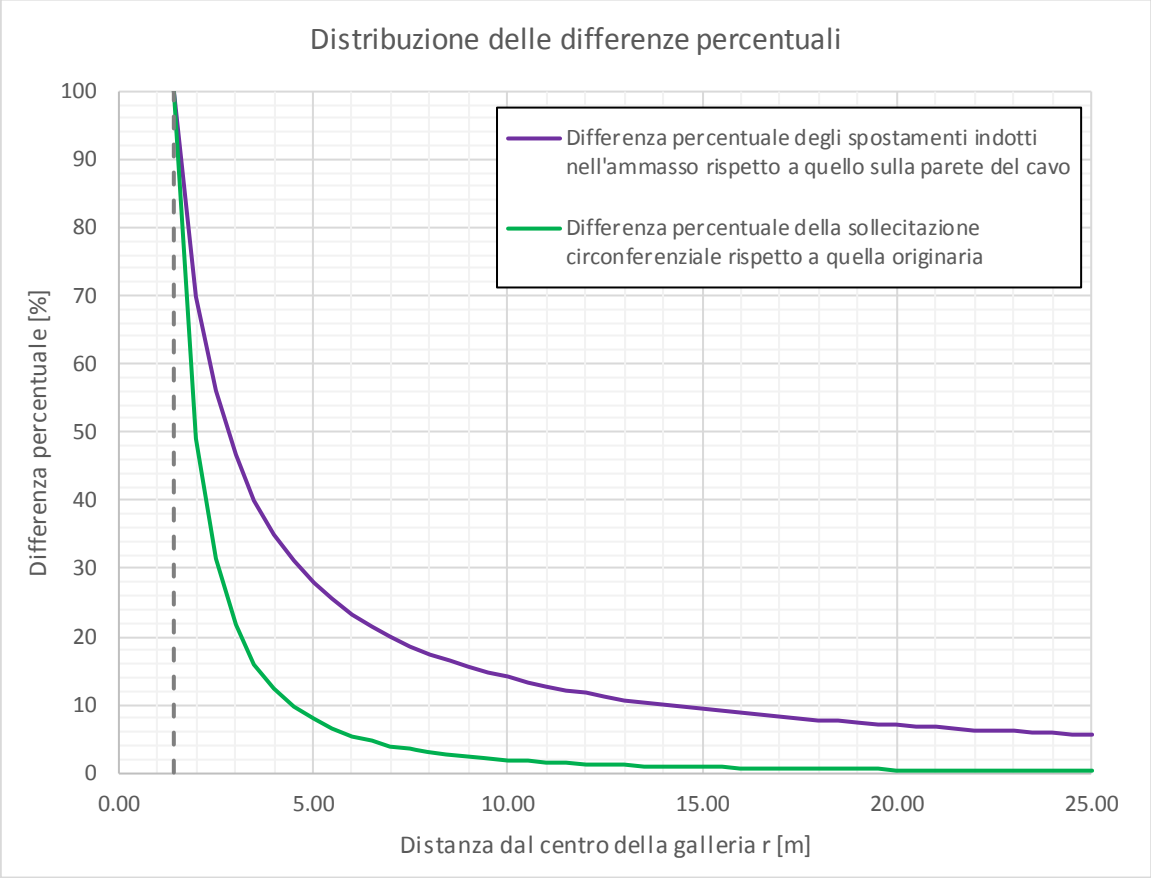

Distribuzione dello spostamento radiale nell'intorno del cavo
Spostamento radiale [mm]
0.80
0.70
0.60
0.50
0.40
0.30
0.20
0.10
0.00
0.00
5.00
10.00
15.00
20.00
25.00
Distanza dal centro della galleria r [m]


Distribuzione del taglio massimo
Taglio massimo [kPa]
700
600
500
400
300
200
100
0
0.00
5.00
10.00
15.00
20.00
25.00
Distanza dal centro della galleria r [m]

Considerazioni

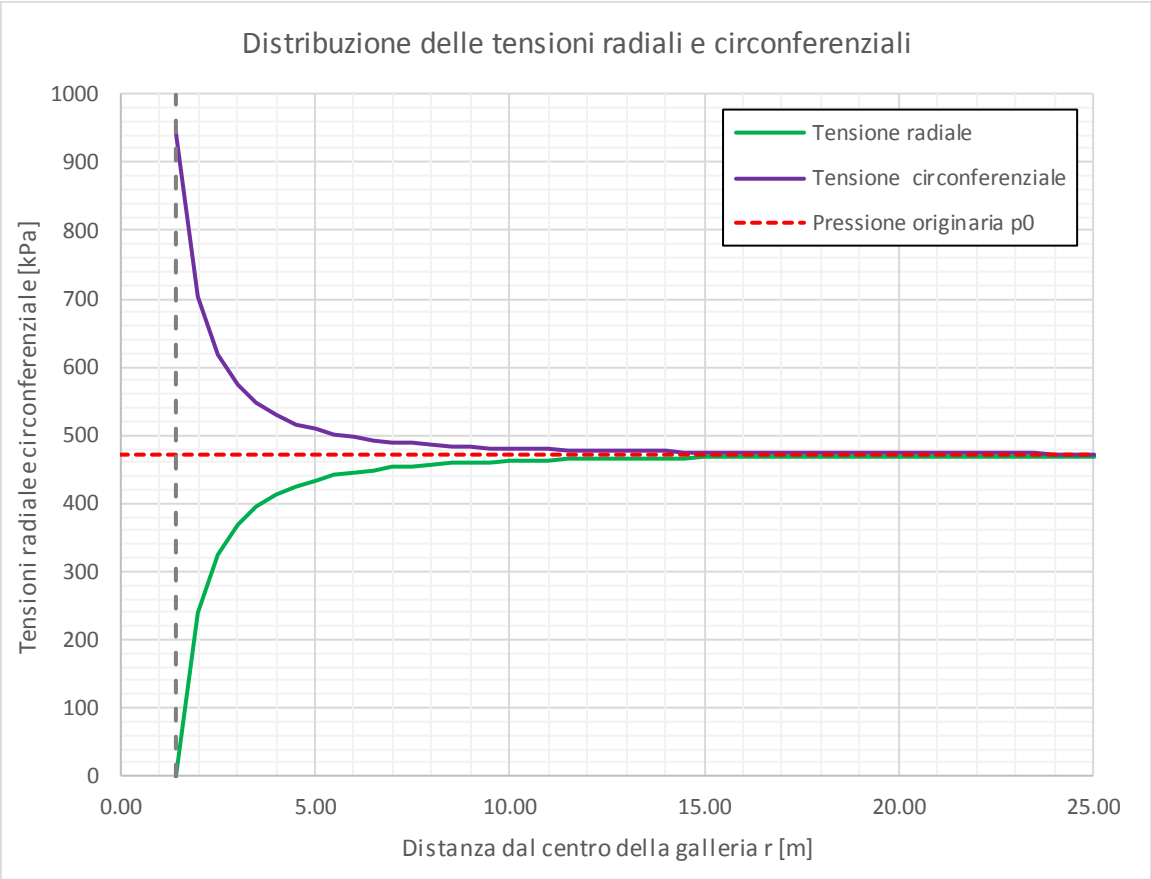
La zona di influenza del cavo, cioè la zona di ammasso roccioso in cui lo stato di sollecitazione originario viene turbato dallo scavo si estende in modo concentrico intorno al cavo stesso. Ad una distanza dalla parete del cavo pari a tre diametri la sollecitazione circonferenziale differisce meno del 2% rispetto a quella originaria. Si può pertanto considerare un'estensione della zona di influenza pari a tre diametri.

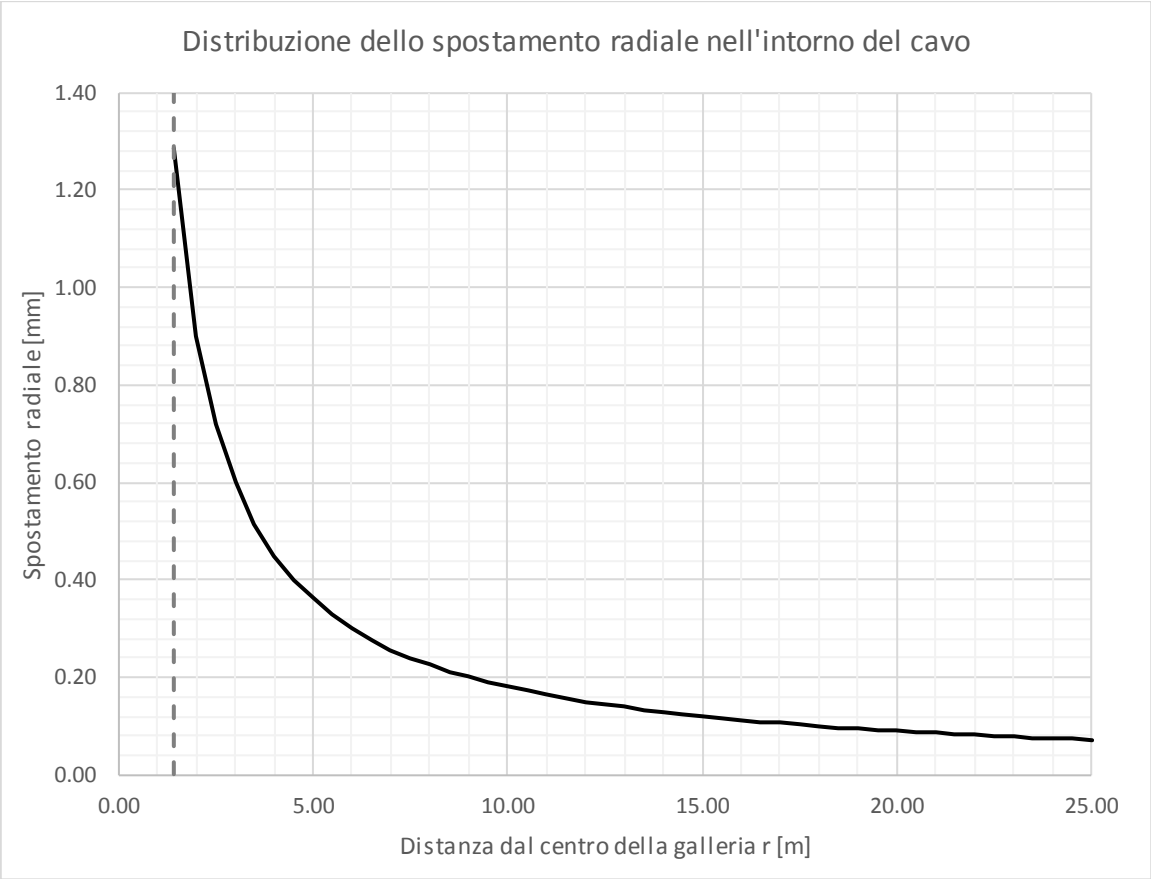
La zona di ammasso roccioso in cui è possibile rilevare gli spostamenti indotti dallo scavo si estende fino a cinque diametri dalla parete del cavo, ove lo spostamento si riduce al 10% di quello che si verifica in parete.

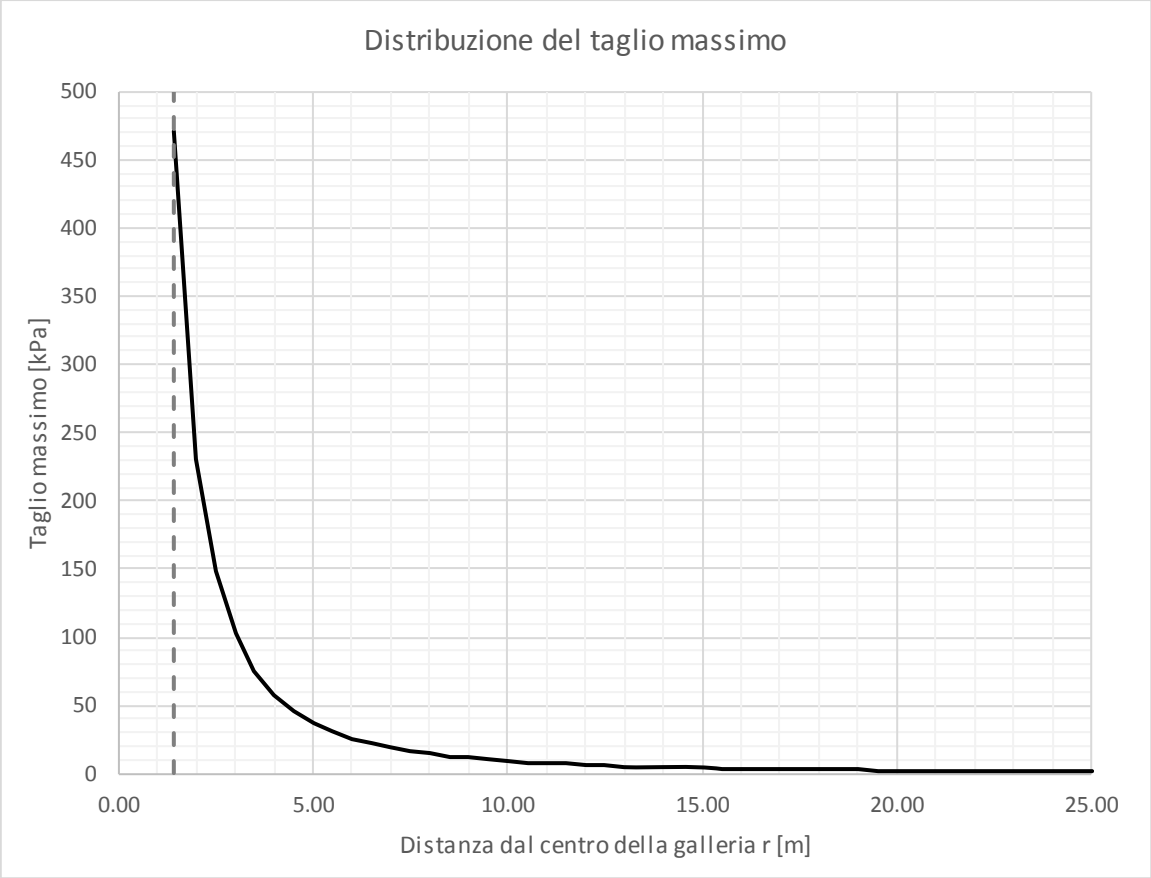


8.7.3.3.1.4 Risultati dei calcoli: progressiva da 93.01 a 115.00 m

$$p_0 = 471.15\ kPa$$



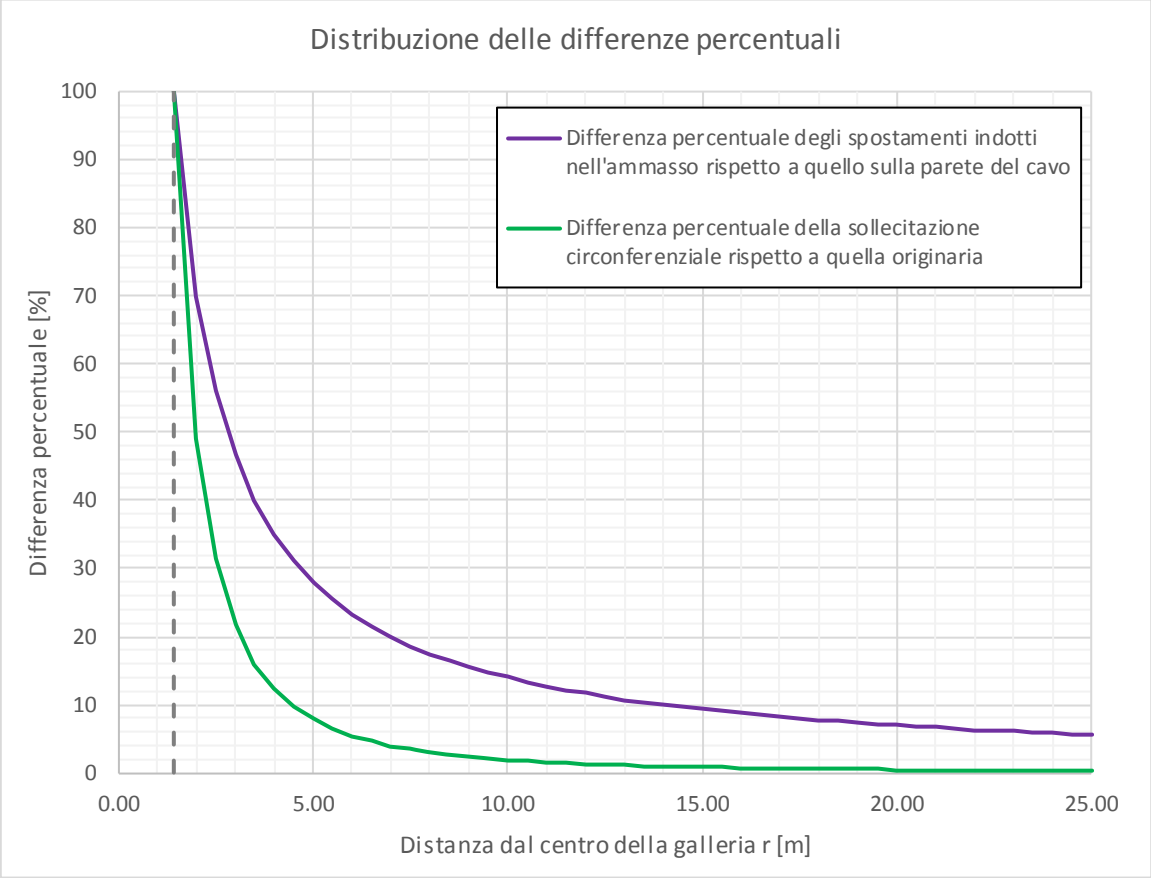

Distribuzione dello spostamento radiale nell'intorno del cavo
Spostamento radiale [mm]
1.40
1.20
1.00
0.80
0.60
0.40
0.20
0.00
0.00
5.00
10.00
15.00
20.00
25.00
Distanza dal centro della galleria r [m]


Distribuzione del taglio massimo
Taglio massimo [kPa]
500
450
400
350
300
250
200
150
100
50
0
0.00
5.00
10.00
15.00
20.00
25.00
Distanza dal centro della galleria r [m]

Considerazioni

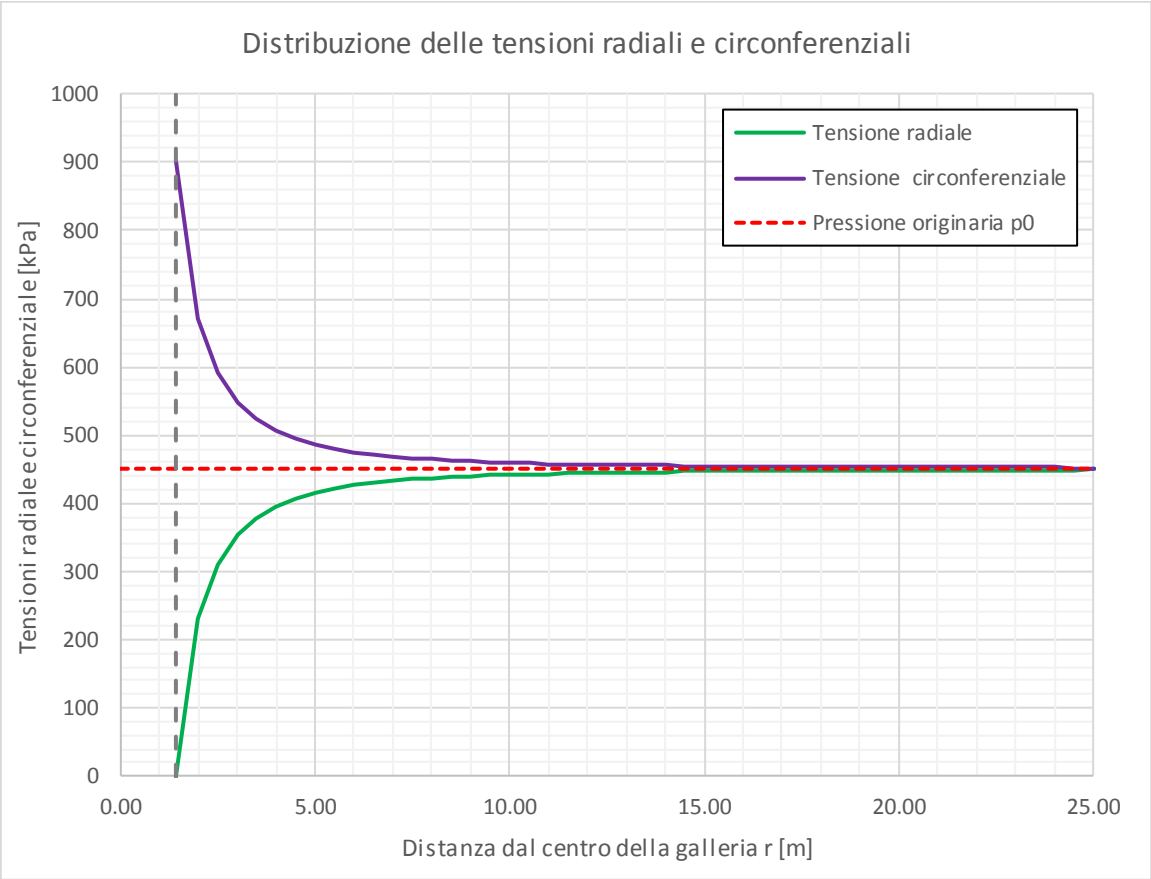
La zona di influenza del cavo, cioè la zona di ammasso roccioso in cui lo stato di sollecitazione originario viene turbato dallo scavo si estende in modo concentrico intorno al cavo stesso. Ad una distanza dalla parete del cavo pari a tre diametri la sollecitazione circonferenziale differisce meno del 2% rispetto a quella originaria. Si può pertanto considerare un'estensione della zona di influenza pari a tre diametri.

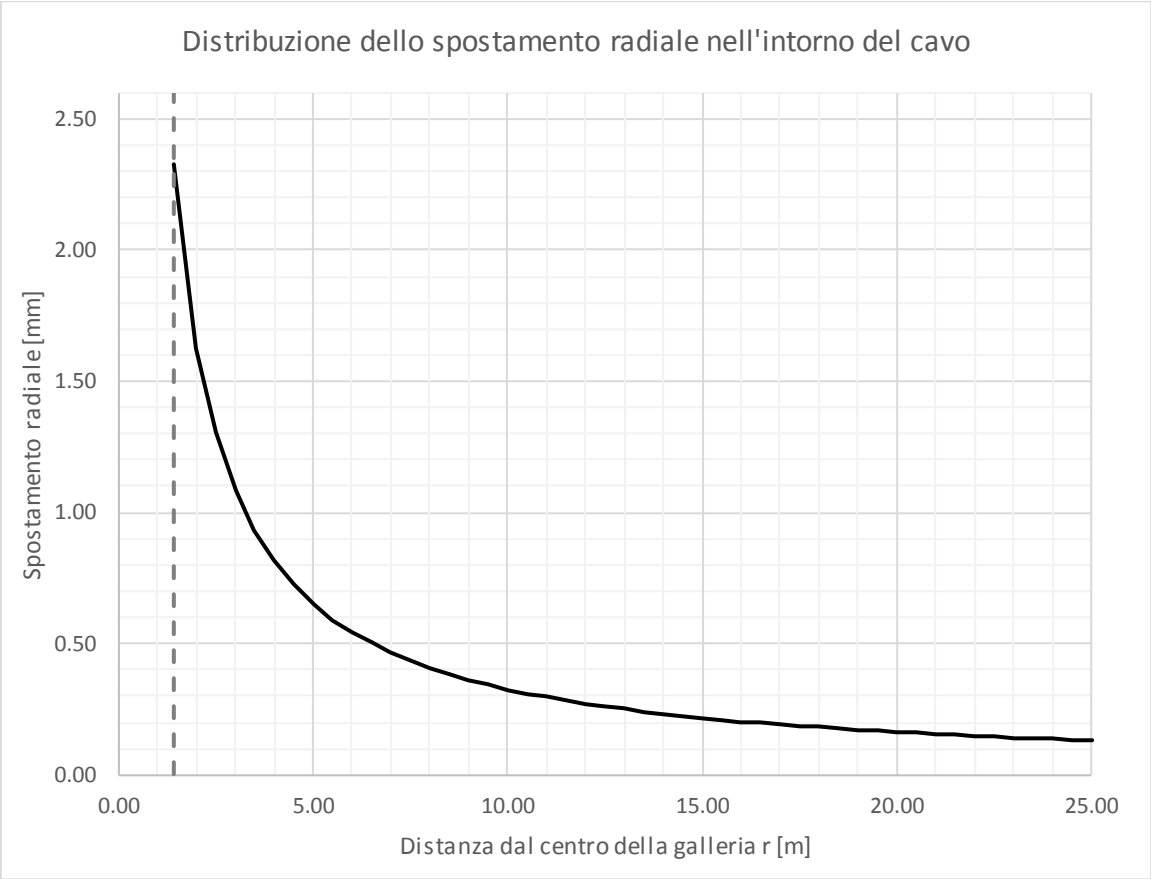
La zona di ammasso roccioso in cui è possibile rilevare gli spostamenti indotti dallo scavo si estende fino a cinque diametri dalla parete del cavo, ove lo spostamento si riduce al 10% di quello che si verifica in parete.

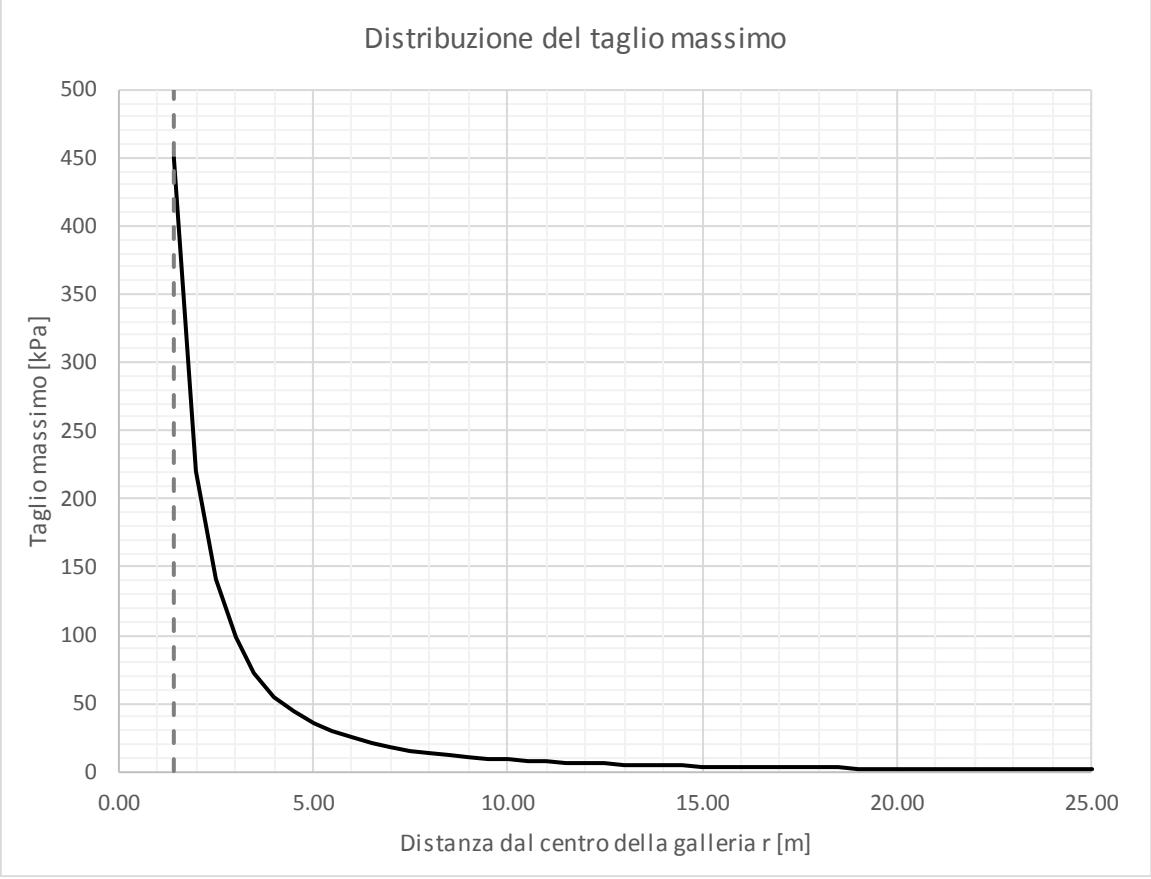


8.7.3.3.1.5 Risultati dei calcoli: progressiva da 115.01 a 131.00 m

$$p_0 = 450.75\ kPa$$



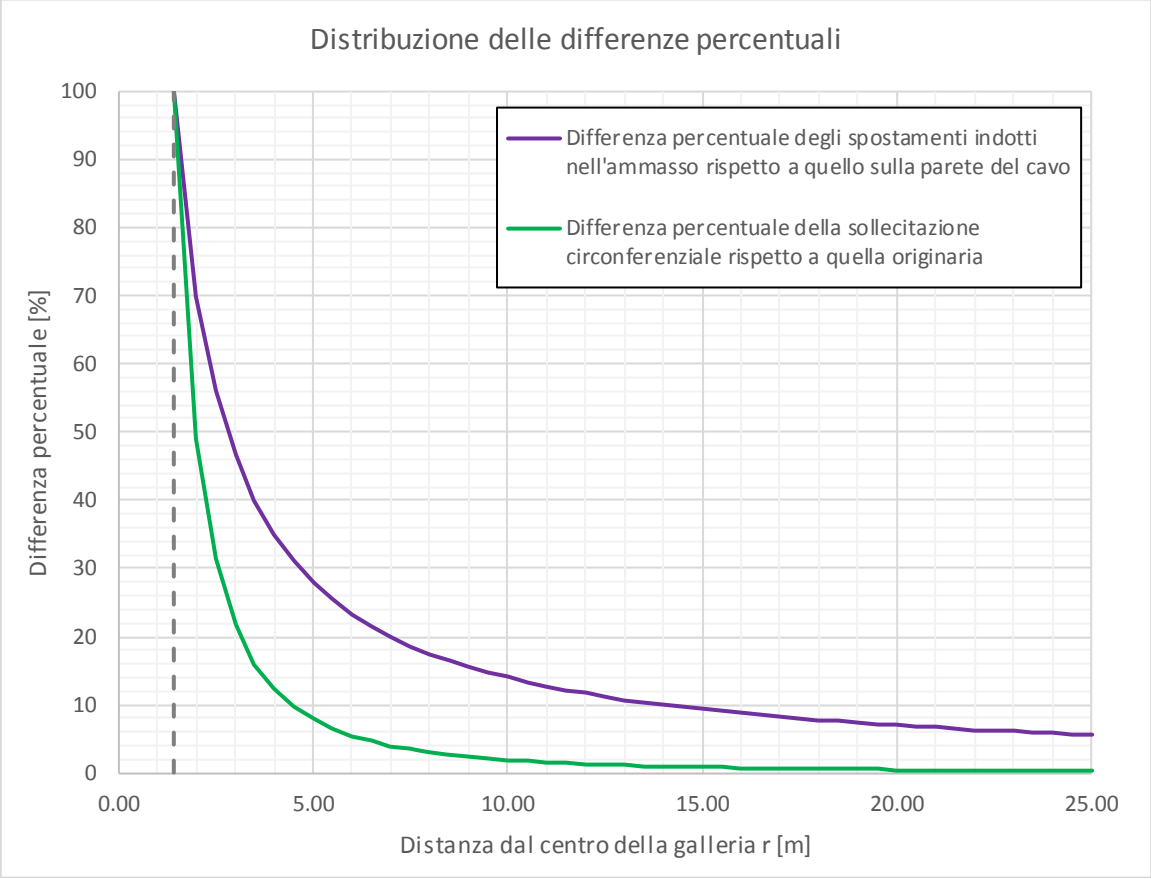

Distribuzione dello spostamento radiale nell'intorno del cavo
Spostamento radiale [mm]
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
0.00
5.00
10.00
15.00
20.00
25.00
Distanza dal centro della galleria r [m]


Distribuzione del taglio massimo
Taglio massimo [kPa]
500
450
400
350
300
250
200
150
100
50
0
0.00
5.00
10.00
15.00
20.00
25.00
Distanza dal centro della galleria r [m]

Considerazioni

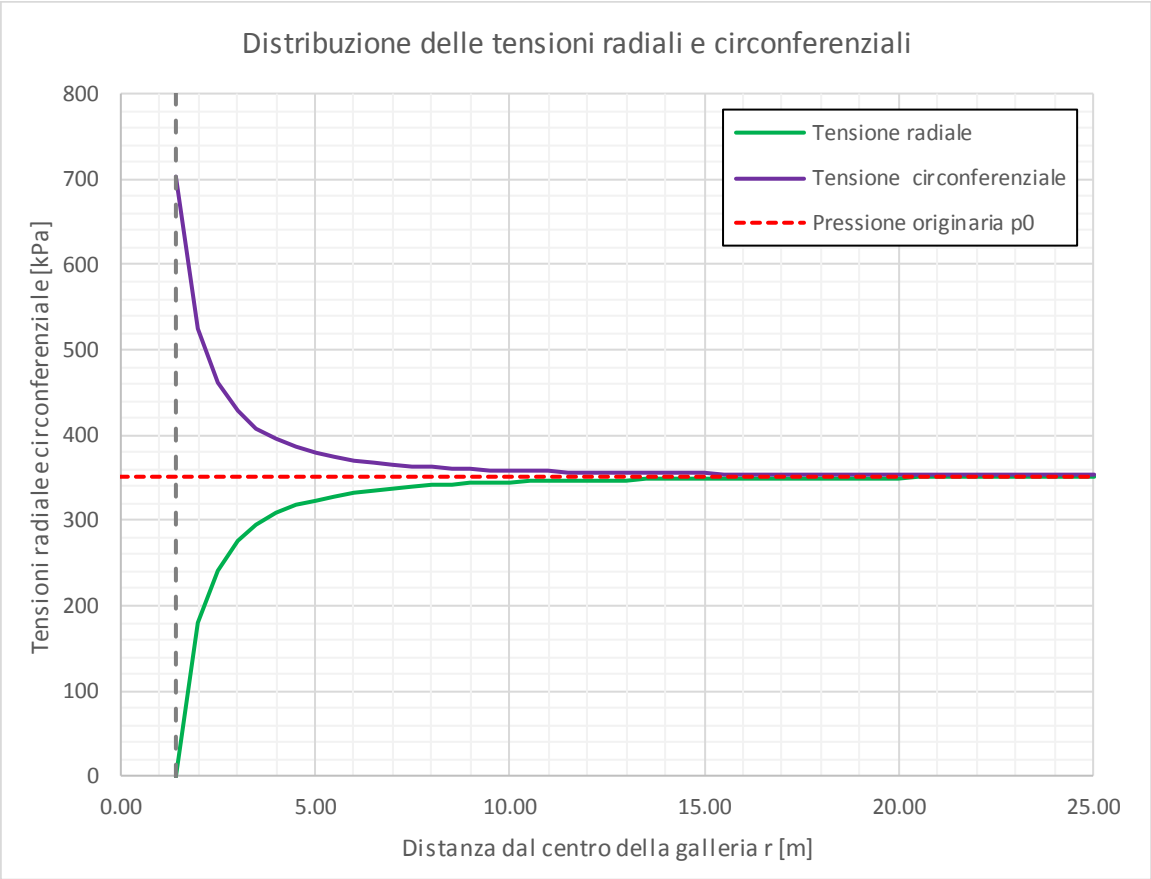
La zona di influenza del cavo, cioè la zona di ammasso roccioso in cui lo stato di sollecitazione originario viene turbato dallo scavo si estende in modo concentrico intorno al cavo stesso. Ad una distanza dalla parete del cavo pari a tre diametri la sollecitazione circonferenziale differisce meno del 2% rispetto a quella originaria. Si può pertanto considerare un'estensione della zona di influenza pari a tre diametri.

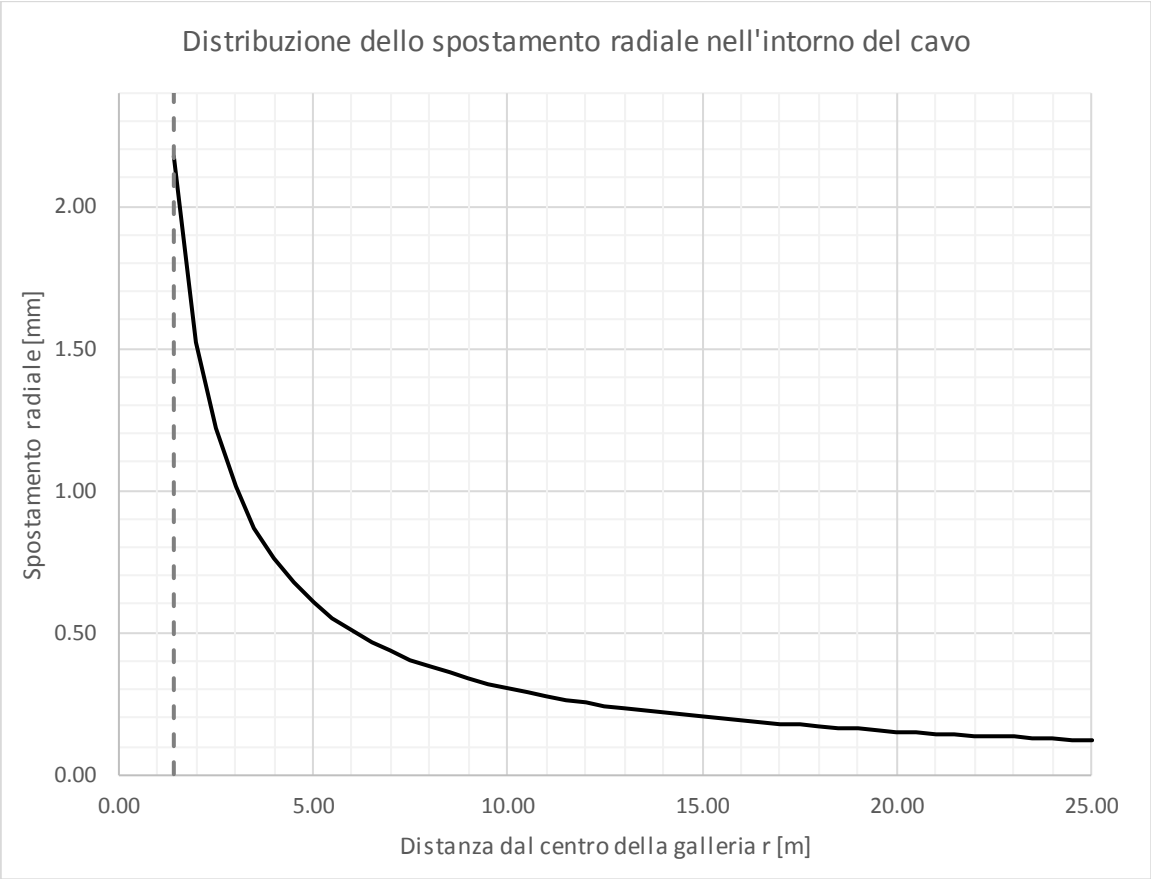
La zona di ammasso roccioso in cui è possibile rilevare gli spostamenti indotti dallo scavo si estende fino a cinque diametri dalla parete del cavo, ove lo spostamento si riduce al 10% di quello che si verifica in parete.

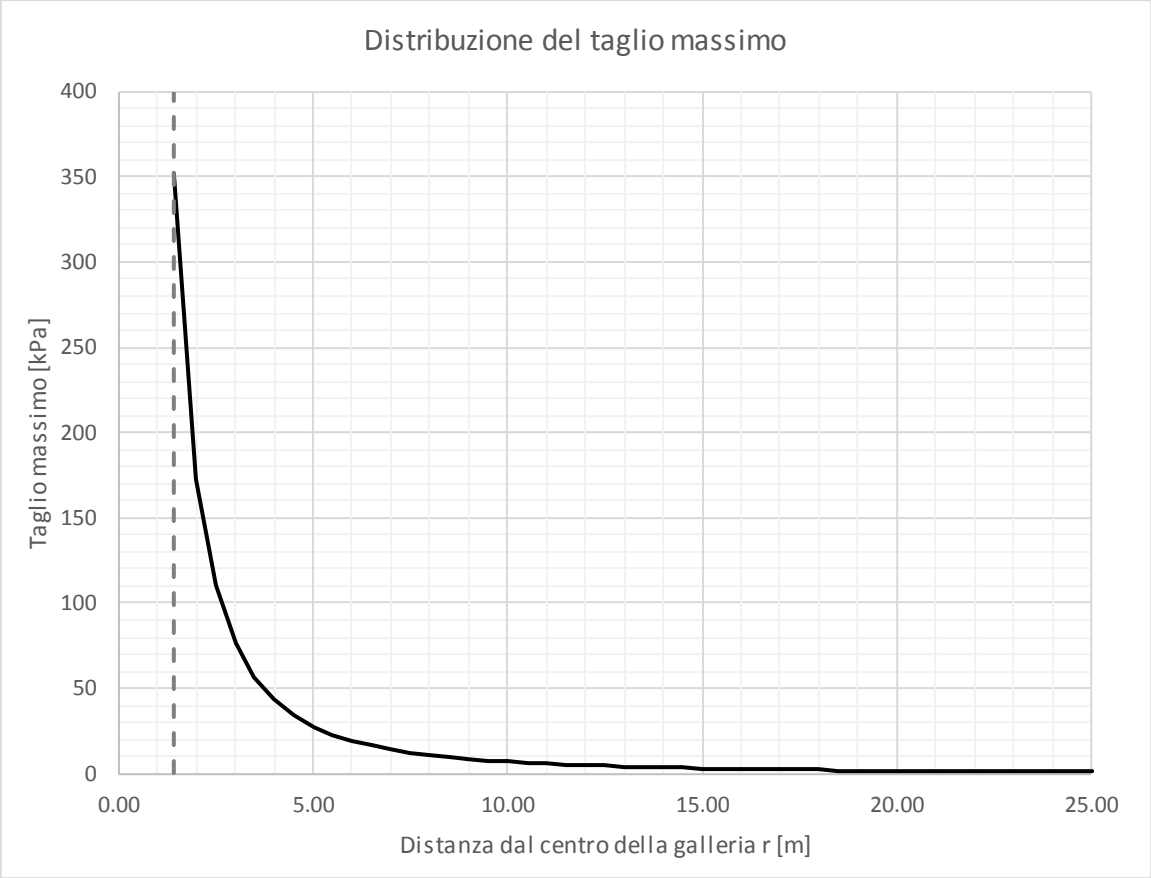


8.7.3.3.1.6 Risultati dei calcoli: progressiva da 131.01 a 144.00 m

$$p_0 = 351.75\ kPa$$



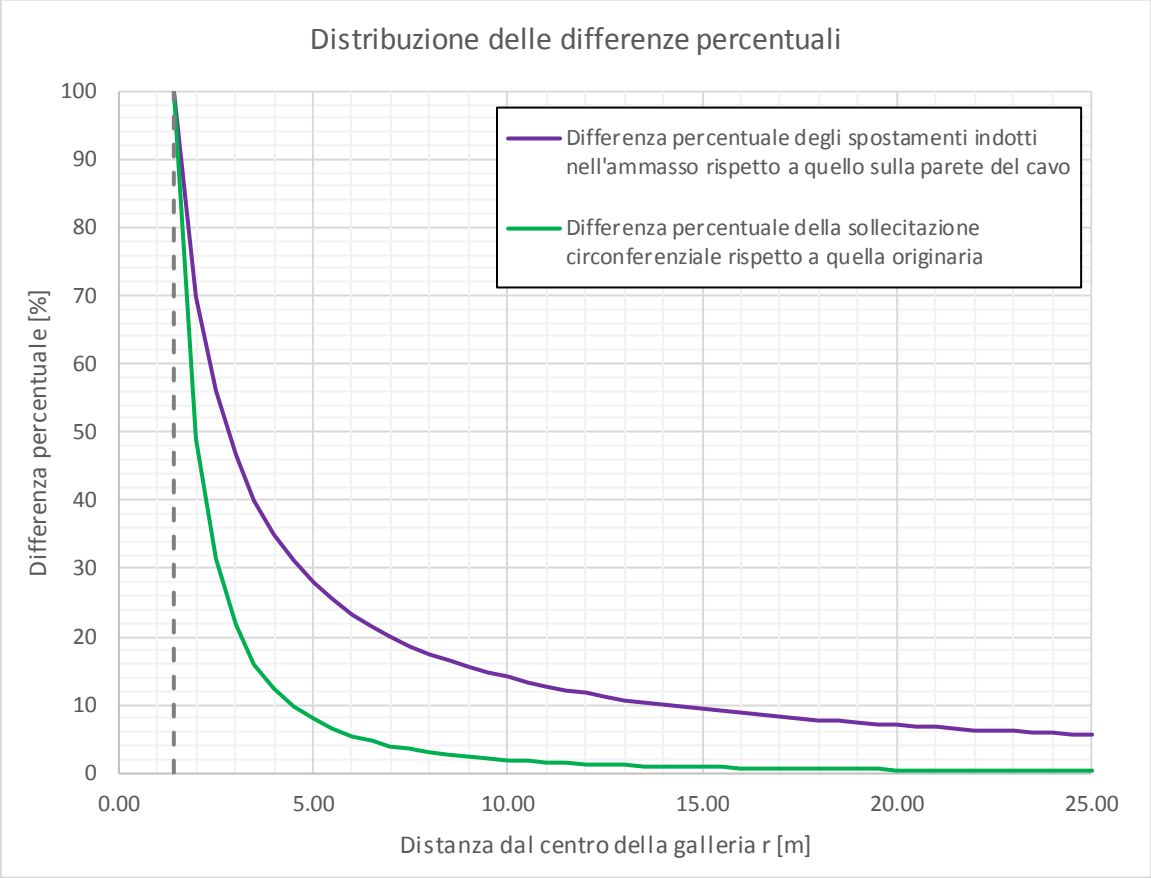

Distribuzione dello spostamento radiale nell'intorno del cavo
Spostamento radiale [mm]
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
0.00
5.00
10.00
15.00
20.00
25.00
Distanza dal centro della galleria r [m]


Distribuzione del taglio massimo
Taglio massimo [kPa]
400
350
300
250
200
150
100
50
0
0.00
5.00
10.00
15.00
20.00
25.00
Distanza dal centro della galleria r [m]

Considerazioni

La zona di influenza del cavo, cioè la zona di ammasso roccioso in cui lo stato di sollecitazione originario viene turbato dallo scavo si estende in modo concentrico intorno al cavo stesso. Ad una distanza dalla parete del cavo pari a tre diametri la sollecitazione circonferenziale differisce meno del 2% rispetto a quella originaria. Si può pertanto considerare un'estensione della zona di influenza pari a tre diametri.

La zona di ammasso roccioso in cui è possibile rilevare gli spostamenti indotti dallo scavo si estende fino a cinque diametri dalla parete del cavo, ove lo spostamento si riduce al 10% di quello che si verifica in parete.



8.7.3.4 Calcolo delle forze di spinta nel microtunneling

Poiché le forze che si oppongono all'avanzamento del sistema con microtunneling sono la forza d'attrito tra il perimetro esterno dei tubi di rivestimento e il terreno, e la forza applicata alla testa della macchina per mantenere la stabilità del fronte; per aumentare la lunghezza della linea è possibile:

- utilizzare unità di spinta intermedie costituite da un cilindro di acciaio collocato fra due elementi di rivestimento al cui contorno sono collocati i martinetti di spinta. Tale martinetti vengono attivati per spingere la colonna anteriore, al completamento della loro corsa si procede a far avanzare la colonna posteriore, attivando la stazione di spinta principale, fino alla richiusura dei martinetti della sottostazione;
- un sistema in grado di lubrificare l'interfaccia suolo-tubi, usualmente per mezzo di fanghi bentonitici e/o polimeri (lo scudo realizza un foro più largo del diametro esterno del tubo, dell'ordine di 1-2 cm , all'interno del quale viene iniettato il lubrificante).

Nel caso in esame, tenendo anche conto delle indicazioni di letteratura, riportate in tabella, potrà essere necessario ricorrere all'uso di stazioni di spinta intermedia e della lubrificazione con fango bentonitico.

Diametro di perforazione [mm]	Lunghezza di perforazione	
	senza stazioni intermedie [m]	con stazioni intermedie [m]
<500	120	
500-1000	150	
1000-1500	150	250
1500-2000	100	350
>2000	100	500-1000

Tab. 18 - Limiti di perforazione nel caso di spingitubo con microtunnelling (Vescovo e Lazzarini, 1994)

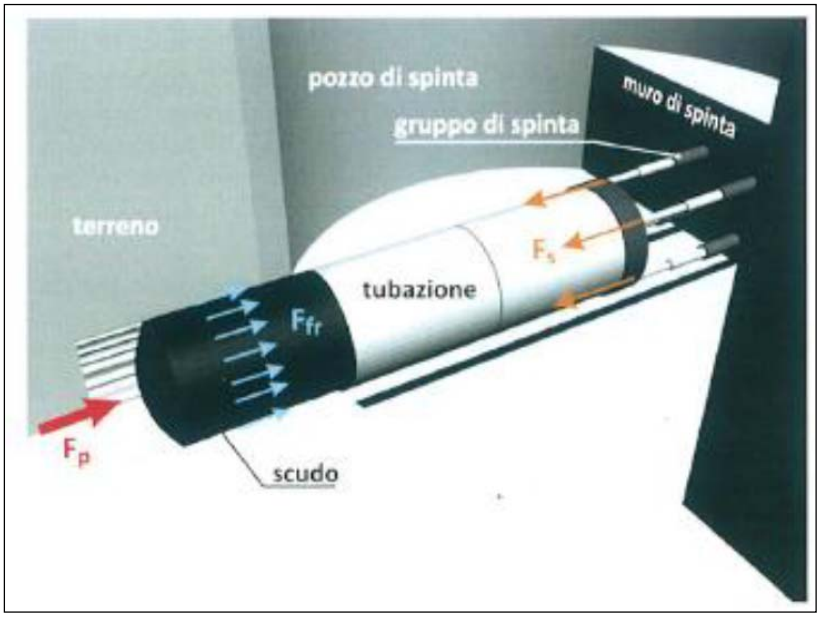


Fig. 31 - Rappresentazione schematica delle forze agenti durante le operazioni di installazione di una condotta con microtunneling, con e senza la presenza di una stazione intermedia di spinta

Una delle grandezze fondamentali che occorre calcolare per il dimensionamento di un'installazione con microtunneling, e la spinta F_s che è necessario applicare coassialmente alla colonna di conci che costituiscono la tubazione in fase di installazione.

La spinta totale F_s generata da una pressotrivella oppure da un gruppo di spinta idraulico con eventuali moduli intermedi, viene bilanciata:

- dalla resistenza F_p che il terreno o la roccia complessivamente esercitano sul fronte di perforazione (forze di contatto frontali scudo-terreno);
- dalla risultante F_{fr} delle forze di attrito che si esercitano lungo la superficie laterale di scudo e tubazione.

ossia:

$$F_s = F_p + F_{fr}$$

La forza F_p può essere calcolata empiricamente come la forza per spingere la colonna litostatica rapportata alla superficie dello scudo:

$$F_p = \gamma_{roccia} \cdot H \cdot \pi \cdot \frac{D_p^2}{4}$$

La forza d'attrito F_{fr} può essere calcolata come la resistenza circonferenziale d'attrito moltiplicata alla superficie di contatto tubazione-terreno:

$$F_{fr} = NJF \cdot \pi \cdot D_p \cdot L$$

dove:

- γ_{roccia} peso specifico della roccia
- H altezza della colonna litostatica

- D_p diametro dello scudo
- *NJF* resistenza circonferenziale d'attrito (in caso di roccia, riferendosi ai dati di bibliografia, cautelativamente si può assumere un valore medio di 8 kN/m^2)
- *L* lunghezza del microtunneling

Nel seguito si riportano i calcoli delle spinte totali da applicare per la posa in riferimento al tratto con l'altezza della colonna litostatica:

(A) Peso specifico del terreno [kN/m^3]:

Unità geotecnica I	=	19.5
Unità geotecnica II	=	24
Unità geotecnica III	=	26

(B) Diametro della fresa [m]: 2.8

(C) Lunghezza del microtunneling [m] 144

(D) Coefficiente di attrito NJF [kN/m^2] 8

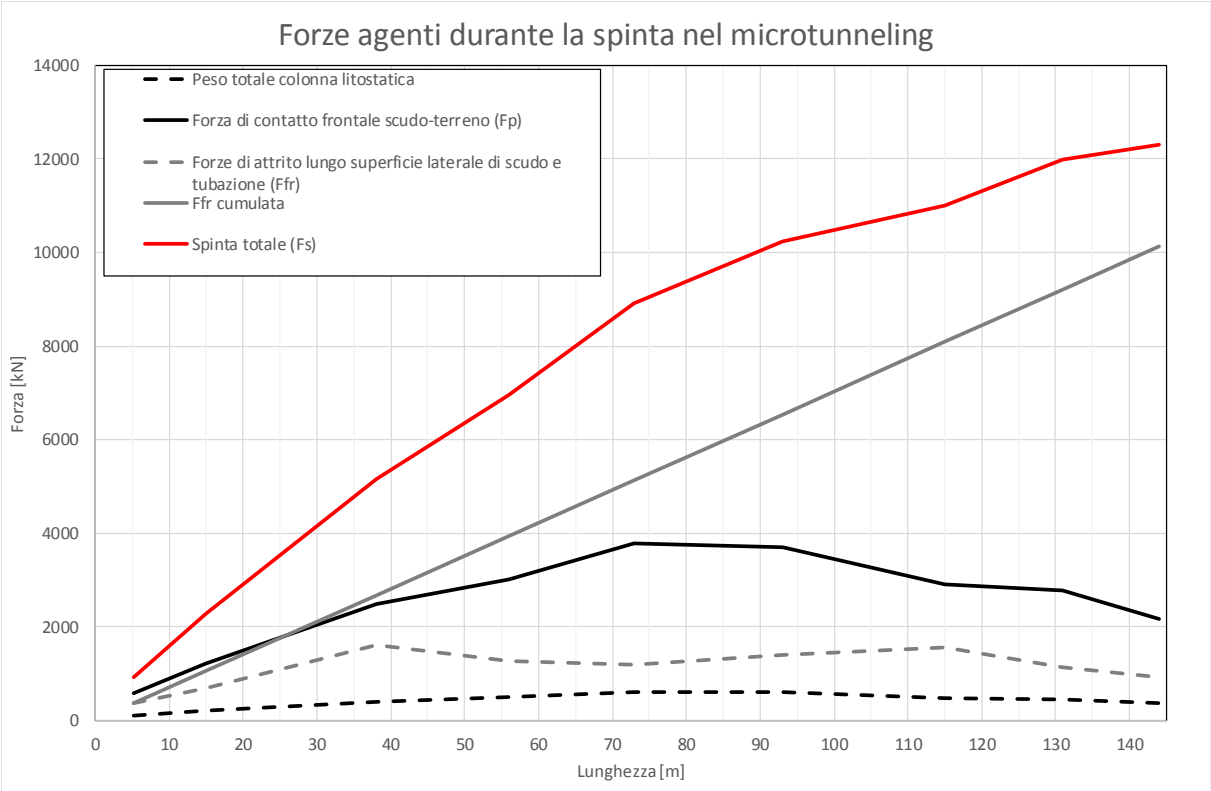
(E) Nella tabella seguente sono riportati i calcoli delle spinte per ogni tratto di microtunneling considerato in funzione della variazione del ricoprimento. I tratti originano a valle dalla vasca di dissipazione (pozzo di spinta) e procedono verso monte all'opera di presa (cfr. *Tavola N° 7 Profilo longitudinale costruttivo con unità geotecniche – profilo longitudinale con indagine geosismica e sondaggi*).
Valutata la potenza di ogni orizzonte nel tratto analizzato si è calcolato il valore medio e quindi in riferimento ad esso è stato calcolato il peso della colonna litostatica.
Noto il valore del peso della colonna litostatica è possibile calcolare il valore della corrispondente forza di contatto scudo-terreno (F_p).
La colonna "L" indica la lunghezza del tratto considerato desunta dal profilo dell'elaborato grafico citato. Noto tale valore è possibile determinare la forza di attrito laterale per il singolo tratto e quindi il valore cumulato sull'intero tratto.

Progressiva		Altezza colonna litostatica unità geotecnica:			Altezza	Peso totale
da	a	I	II	III	litostatica totale	colonna litostatica
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m²]
0.00	5.20	4.70	0.00	0.00	4.70	92
5.21	15.00	2.40	6.20	0.00	8.60	196
15.01	38.00	4.80	4.20	8.00	17.00	402
38.01	56.00	2.20	11.40	6.70	20.30	491
56.01	73.00	6.40	4.70	14.40	25.50	612
73.01	93.00	7.60	7.30	10.70	25.60	602
93.01	115.00	7.30	13.70	0.00	21.00	471
115.01	131.00	14.50	7.00	0.00	21.50	451
131.01	144.00	12.50	4.50	0.00	17.00	352

Progressiva		Fp	L	L progressiva	Ffr	Ffr,cum	Fs
da	a						
[m]	[m]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]
0.00	5.20	564	5.20	5.20	366	366	930
5.21	15.00	1204	9.80	15.00	690	1056	2260
15.01	38.00	2478	23.00	38.00	1619	2674	5152
38.01	56.00	3021	18.00	56.00	1267	3941	6962
56.01	73.00	3768	17.00	73.00	1196	5137	8906
73.01	93.00	3704	20.00	93.00	1407	6545	10249
93.01	115.00	2901	22.00	115.00	1548	8093	10994
115.01	131.00	2776	16.00	131.00	1126	9219	11994
131.01	144.00	2166	13.00	144.00	915	10134	12299

Riepilogando dai calcoli svolti si ottiene che:

- Forza peso della colonna litostatica massima [kN/m^2]: 612
- Forza di contatto scudo-terreno massima (F_p) [kN] 3768
- Forza di attrito laterale totale (F_{fr}) [kN] 10134
- Spinta totale (F_s) [kN]: 12299



8.7.3.5 Verifica statica della tubazione posta in opera

Determinata la spinta del microtunneling si procede alla verifica statica della tubazione circolare in conglomerato cementizio armato che verrà posta in opera a spinta.

Il tubo è fabbricato in stabilimento con il metodo della vibro compressione. La tubazione DN 2200 mm ha diametro esterno da 2640 mm e diametro interno da 2200 mm, è realizzata con calcestruzzo di classe C40/50 N/mm^2 e resistenza caratteristica a compressione di 50 MPa, idoneo a sostenere i carichi assiali durante la fase di posa in opera.

Al fine di garantire la rispondenza tra le ipotesi e la situazione reale è necessario l'assoluto rispetto delle tolleranze geometriche, con particolare riguardo al parallelismo tra le facce della tubazione.

La determinazione delle sollecitazioni trasversali agenti sulla tubazione viene eseguita seguendo il criterio di calcolo contenuto nel D.M. 4 aprile 2014 pubblicato sulla G.U. n. 97 del 28/04/2014, mentre il calcolo della spinta assiale ammissibile viene eseguito secondo la norma EN 1916. La verifica di resistenza è eseguita con il metodo probabilistico allo stato limite ultimo in aderenza alle prescrizioni del D.M. 17/01/2018.

8.7.3.5.1 Criteri di calcolo e di verifica

Sulla base dei parametri geometrici (diametro tubazione e profondità di interramento) e sulla base dei parametri geomeccanici vengono calcolate le sollecitazioni totali agenti sulla tubazione. Il calcolo di M e N viene condotto nelle tre sezioni significative della tubazione: chiave, spalle e base.

La tubazione è realizzata in conglomerato cementizio armato in stabilimento con il metodo a vibrazione. Le tolleranze costruttive minime sono quelle indicate della norma ATV A125 – *Verifica delle tolleranze dimensionali dei tubi spinta.* Il rispetto di questa norma è condizione necessaria sia per un corretto utilizzo durante la fase di posa che per il rispetto delle ipotesi di calcolo della presente relazione.

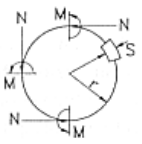
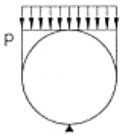
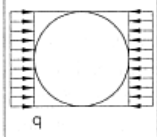
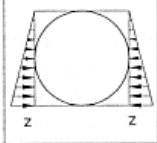
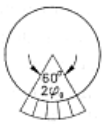
Le caratteristiche geometriche della tubazione sono:

Diametro interno	Di	= 2200 mm
Diametro esterno	De	= 2640 mm
Spessore	s	= 215 mm
Lunghezza tubazione	l	= 3 m
Lunghezza totale tubazione	L	= 144 m

La costruzione della tubazione sarà in accordo alla norma ATV A161 – *Metodo di calcolo strutturale per tubi spinta.* La tenuta idraulica è garantita da una guarnizione in elastomero con sezione a freccia e conforme alla norma DIN 4060.

8.7.3.5.2 Verifica dei carichi trasversali

Le sollecitazioni agenti sulla tubazione, cioè momento flettente M e carico assiale N vengono calcolati utilizzando le formule contenute nel decreto ministeriale 4 aprile 2014. La sezioni di verifica sono in chiave, piedritto e base secondo lo schema sotto riportato:

	A	B	C	D	E
	PESO PROPRIO	CARICO RIPARTITO SUPERIORE	CARICO RIPARTITO LATERALE	CARICO TRIANGOLARE LATERALE	REAZIONE RADIALE COSTANTE SETTORE $2\varphi_0 = 60°$
SCHEMA					
SEZIONE VERTICALE SUPERIORE	$M=\frac{1}{2}\gamma_t sr^2$ $N=-\frac{1}{2}\gamma_t sr$	$M=(\frac{4}{3\pi}-\frac{1}{8})pr^2=$ $=0.29941\ pr^2$ $N=-\frac{1}{3\pi}pr=$ $=-0.10610\ pr$	$M=-\frac{1}{4}qr^2$ $N=qr$	$M=-\frac{5}{48}zr^2=$ $=-0.10417\ zr^2$ $N=\frac{5}{16}zr=$ $=0.31250\ zr$	(Q=reazione totale) $M=-0.0073038\ Qr$ $N=0.014817\ Q$
SEZIONE ORIZZONTALE MEDIANA	$M=-\frac{\pi-2}{2}\gamma_t sr^2=$ $=-0.57080\gamma_t sr^2$ $N=\frac{\pi}{2}\gamma_t sr=$ $=1.57080\gamma_t sr$	$M=(\frac{1}{\pi}-\frac{5}{8})pr^2=$ $=-0.30669\ pr^2$ $N=pr$	$M=\frac{1}{4}qr^2$ $N=0$	$M=\frac{1}{8}zr^2=$ $=0.125\ zr^2$ $N=0$	$M=0.0075118\ Qr$ $N=0$
SEZIONE VERTICALE INFERIORE	$M=\frac{3}{2}\gamma_t sr^2$ $N=\frac{1}{2}\gamma_t sr$	$M=(\frac{2}{3\pi}+\frac{3}{8})pr^2=$ $=0.58721\ pr^2$ $N=\frac{1}{3\pi}pr=$ $=0.10610\ pr$	$M=-\frac{1}{4}qr^2$ $N=qr$	$M=-\frac{7}{48}zr^2=$ $=-0.14583\ zr^2$ $N=\frac{11}{16}zr=$ $=0.68750\ zr$	$M=-0.11165\ Qr$ $N=0.11916\ Q$

i simboli riportati nello schema assumono i seguenti significati:

- M momento flettente
- N sforzo assiale
- p carico uniformemente ripartito, dovuto alla colonna litostatica ed al sovraccarico superficiale uniforme
- q pressione uniforme dovuta alle spinte orizzontali
- z pressione variabile dovuta alle spinte orizzontali
- r raggio medio della tubazione
- s spessore della tubazione
- γ_t peso specifico del materiale costituente la tubazione

La tubazione viene verificata per i carichi trasversali all'asse e per i carichi longitudinali all'asse (forza di avanzamento a spinta). Il calcolo viene condotto a favore della stabilità nelle condizioni più gravose; ovvero nel caso di altezza massima del ricoprimento pari 26 m.

Il calcolo delle sollecitazioni esterne viene eseguito secondo le regole della scienza delle costruzioni e secondo quanto previsto dal D.M. 4 aprile 2014 e nel D.M. del 17 gennaio 2018 e s.m.i..

Per le verifiche allo S.L.U. si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

1. si considerano solamente i carichi dovuti al peso della colonna di terreno sovrastante la tubazione e al peso proprio della tubazione DN2200 stessa;
2. oltre ai carichi della combinazione 1 si considera un sovraccarico superficiale uniforme
3. in aggiunta ai carichi della combinazione 1 si considerano i carichi dei materiali presenti all'interno della tubazione DN2200, ossia: peso proprio delle due tubazioni in acciaio DN600, peso proprio struttura di sostegno delle tubazioni ed i grigliati;
4. oltre ai carichi previsti per la combinazione 3 si considera un sovraccarico superficiale uniforme;
5. in aggiunta ai carichi della combinazione 3 si considerano le tubazioni DN600 piene;
6. in aggiunta ai carichi della combinazione 4 si considerano le tubazioni DN600 piene.

I carichi dovuti al peso del terreno, al peso proprio della tubazione e del materiale interno saranno moltiplicati per il coefficiente parziale delle azioni permanenti 1,3. Mentre per l'acqua di riempimento delle due tubazioni DN 600, si adotterà un coefficiente parziale delle azioni variabili pari a 1,5.

- **Analisi dei carichi**

a) Carico dovuto al peso proprio della tubazione di calcestruzzo per microtunneling DN 2200

I tubi sono forniti in barre da 3 m per un peso complessivo di 12150 kg, il peso unitario risulta essere quindi pari a circa4050 kg/m quindi **39.73 kN/m**.

b) Carico dovuto al peso della colonna litostatica sovrastante la tubazione DN2200

Carico corrispondente al peso del ricoprimento sovrastante la tubazione della colonna litostatica più gravosa (26 m, peso specifico medio pesato sulla colonna 24.0 kN/m^3): **624 kN/m^2**.

c) Carico dovuto al peso proprio della tubazione in acciaio DN600 con i relativi apparecchi di sostegno

La tubazione in acciaio DN600 ha le seguenti caratteristiche geometriche:

diametro esterno:	609.6 mm
spessore:	6.3 mm
diametro interno:	597.0 mm
peso a metro lineare:	93.7 kg/m

Il carico esercitato dalla tubazione è quindi pari a: 0.92 kN/m.

Il carico complessivo esercitato dagli apparecchi di sostegno è di circa 240 kg per singolo appoggio cui si somma il carico dovuto al grigliato (35 kg/m^2). Il carico totale trasmesso assomma quindi a 1.70 kN/m.

La somma dei carichi delle due tubazioni, della carpenteria metallica e dei grigliati risulta essere pari a **3.54 kN/m**.

d) Carico dovuto al peso proprio dell'acqua contenuta nelle tubazioni DN600

Riferendosi al valore del diametro interno il carico trasmesso dall'acqua contenuta nella tubazione a sezione piena è pari a 2.80 kN/m. Il carico complessivo trasmesso da entrambe le tubazioni piene risulta pertanto essere: **5.60 kN/m**.

e) Carico dovuto al sovraccarico superficiale uniforme

Il sovraccarico uniforme considerato per le verifiche è pari a: **10 kN/m^2**.

Il calcolo delle sollecitazioni esterne viene eseguito secondo le regole della scienza delle costruzioni e secondo quanto previsto dal D.M. 4 aprile 2014:

f) Carico ripartito superiore

Carico corrispondente al peso del ricoprimento sovrastante la tubazione: 624 kN/m^2

Carico corrispondente al sovraccarico superficiale uniforme: 10 kN/m^2

Il carico ripartito superiormente alla tubazione (p) è pari complessivamente a: **634 kN/m^2**.

g) Carico ripartito laterale

Il carico ripartito laterale corrispondente alla parte rettangolare del diagramma di spinta dovuto alla pressione del terreno sovrastante la tubazione sommata alla pressione dovuta al sovraccarico superficiale.

Angolo di resistenza al taglio unità geotecnica III:	37.2°
Coefficiente di spinta passiva:	4.06
Coefficiente di spinta attiva:	0.246
Pressione uniforme dovuta alle spinte orizzontali (q):	**430 kN/m^2**

h) Carico triangolare laterale

Corrispondente alla parte triangolare (distribuita linearmente) del diagramma di spinta

Pressione variabile dovuta alle spinte orizzontali (z):	**23 kN/m^2**

i) Reazione radiale costante (Q)

In un settore corrispondente ad un angolo al centro di 60° in funzione del carico pari alla somma di tutti i carichi verticali agenti sulla tubazione:

i.1) tubazioni interne DN 600 vuote

Carico dovuto al peso proprio della tubazione di calcestruzzo per microtunneling DN 2200:

39.73 kN/m

Carico dovuto al peso della colonna litostatica sovrastante la tubazione DN2200:

624 kN/m^2

Carico dovuto al peso proprio della tubazione in acciaio DN600 con i relativi apparecchi di sostegno:

3.54 kN/m

La somma dei carichi vale: **667.24** kN/m

i.2) tubazioni interne DN 600 piene d'acqua

Carico dovuto al peso proprio della tubazione di calcestruzzo per microtunneling DN 2200:

39.73 kN/m

Carico dovuto al peso della colonna litostatica sovrastante la tubazione DN2200:

624 kN/m^2

Carico dovuto al peso proprio della tubazione in acciaio DN600 con i relativi apparecchi di sostegno:

3.54 kN/m

Carico dovuto al peso proprio dell'acqua contenuta nelle tubazioni DN600:

5.60 kN/m

La somma dei carichi vale: **672.84** kN/m

- **Risultato dei calcoli**

La classe di resistenza del calcestruzzo è C40/50 le cui caratteristiche di resistenza risultano essere le seguenti:

- resistenza caratteristica cubica R_{ck} 50 MPa
- resistenza caratteristica cilindrica f_{ck} 40 MPa
- coefficiente di sicurezza del calcestruzzo γ_c 1.5
- coefficiente per carichi di lunga durata α_{cc} 0.85
- resistenza di calcolo a compressione f_{cd} 22.66 MPa
- tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio allo stato limite per combinazione rara (k_1= 0,60) (NTC - 4.1.2.2.5.1)

  f_{cds1} = 20.4 MPa
- tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio allo stato limite per combinazione quasi permanente (k_2= 0,45) (NTC - 4.1.2.2.5.1)

  f_{cds2} = 15.3 MPa

Per le verifiche si considera il minore fra i due valori.

Nelle tabelle a seguire sono riportati i risultati dei calcoli effettuati per le combinazioni di carico definite precedentemente.

Le sollecitazioni agenti sulla tubazione, cioè momento flettente M e carico assiale N sono state calcolate utilizzando le formule contenute nel decreto ministeriale di riferimento. La sezioni di verifica sono in chiave, piedritto e base secondo lo schema riportato precedentemente.

Verifiche a stato limite ultimo

- **Combinazione 1**

	A		B		C		D		E	
	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m
Sezione verticale superiore	5.11	-3.65	476.05	-120.50	-273.91	782.60	-6.10	13.08	-8.82	12.78
Sezione orizzontale mediana	-5.94	11.48	-487.62	1135.68	273.91	0.00	7.33	0.00	9.07	0.00
Sezione verticale inferiore	15.34	3.65	933.64	120.50	-273.91	782.60	-8.55	28.78	-134.87	102.82

- **Combinazione 2**

	A		B		C		D		E	
	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m
Sezione verticale superiore	5.11	-3.65	484.85	-122.72	-404.84	1156.68	-8.76	18.77	-5.85	8.48
Sezione orizzontale mediana	-5.94	11.48	-496.64	1156.68	404.84	0.00	10.51	0.00	6.02	0.00
Sezione verticale inferiore	15.34	3.65	950.90	122.72	-404.84	1156.68	-12.26	41.29	-89.41	68.16

- **Combinazione 3**

	A		B		C		D		E	
	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m
Sezione verticale superiore	5.11	-3.65	476.05	-120.50	-273.91	782.60	-6.10	13.08	-8.87	12.85
Sezione orizzontale mediana	-5.94	11.48	-487.62	1135.68	273.91	0.00	7.33	0.00	9.12	0.00
Sezione verticale inferiore	15.34	3.65	933.64	120.50	-273.91	782.60	-8.55	28.78	-135.59	103.37

- **Combinazione 4**

	A		B		C		D		E	
	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m
Sezione verticale superiore	5.11	-3.65	484.85	-122.72	-404.84	1156.68	-6.10	13.08	-8.87	12.85

Sezione orizzontale mediana	-5.94	11.48	-496.64	1156.68	404.84	0.00	7.33	0.00	9.12	0.00
Sezione verticale inferiore	15.34	3.65	950.90	122.72	-404.84	1156.68	-8.55	28.78	-135.59	103.37

- **Combinazione 5**

	A		**B**		**C**		**D**		**E**	
	M kN/m / m	**N** kN / m	**M** kN/m / m	**N** kN / m	**M** kN/m / m	**N** kN / m	**M** kN/m / m	**N** kN / m	**M** kN/m / m	**N** kN / m
Sezione verticale superiore	5.11	-3.65	476.05	-120.50	-273.91	782.60	-6.10	13.08	-8.96	12.98
Sezione orizzontale mediana	-5.94	11.48	-487.62	1135.68	273.91	0.00	7.33	0.00	9.21	0.00
Sezione verticale inferiore	15.34	3.65	933.64	120.50	-273.91	782.60	-8.55	28.78	-136.90	104.37

- **Combinazione 6**

	A		**B**		**C**		**D**		**E**	
	M kN/m / m	**N** kN / m	**M** kN/m / m	**N** kN / m	**M** kN/m / m	**N** kN / m	**M** kN/m / m	**N** kN / m	**M** kN/m / m	**N** kN / m
Sezione verticale superiore	5.11	-3.65	484.85	-122.72	-404.84	1156.68	-8.76	18.77	-8.96	12.98
Sezione orizzontale mediana	-5.94	11.48	-496.64	1156.68	404.84	0.00	10.51	0.00	9.21	0.00
Sezione verticale inferiore	15.34	3.65	950.90	122.72	-404.84	1156.68	-12.26	41.29	-136.90	104.37

Calcolate le caratteristiche di sollecitazione agenti M e N con le usuali formule della scienza delle costruzioni è possibile determinare il valore delle corrispondenti tensioni:

- tensione tangenziale massima

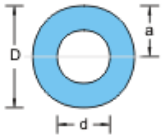
$$\tau = \frac{\Sigma M}{W}$$

- tensione normale

$$\sigma = \frac{\Sigma N}{A}$$

- tensione totale

$$\sigma_t = \sigma + \tau$$

Sezione	Area della sezione A	Distanza dal baricentro a	Momento di inerzia J	Modulo di resistenza W
	cm^2	cm	cm^4	cm^3
	$\frac{\pi \cdot (D^2 - d^2)}{4}$	$\frac{D}{2}$	$\frac{\pi \cdot (D^4 - d^4)}{64}$	$\frac{\pi \cdot (D^4 - d^4)}{32 \cdot D}$

Caratteristiche geometriche sezione		
A	1.683	m^2
W	0.919	m^3

Combinazione		σ_M [MPa]	σ_N [MPa]	σ_T [MPa]
1	Sezione verticale superiore	0.21	0.42	0.63
	Sezione orizzontale mediana	-0.22	0.70	0.48
	Sezione verticale inferiore	0.58	0.63	1.21
2	Sezione verticale superiore	0.08	0.65	0.72
	Sezione orizzontale mediana	-0.09	0.71	0.62
	Sezione verticale inferiore	0.50	0.85	1.35
3	Sezione verticale superiore	0.21	0.42	0.63
	Sezione orizzontale mediana	-0.22	0.70	0.48
	Sezione verticale inferiore	0.58	0.63	1.21
4	Sezione verticale superiore	0.08	0.64	0.72
	Sezione orizzontale mediana	-0.09	0.71	0.62
	Sezione verticale inferiore	0.45	0.86	1.32
5	Sezione verticale superiore	0.21	0.42	0.63
	Sezione orizzontale mediana	-0.22	0.70	0.48
	Sezione verticale inferiore	0.58	0.63	1.21
6	Sezione verticale superiore	0.07	0.65	0.72
	Sezione orizzontale mediana	-0.08	0.71	0.63
	Sezione verticale inferiore	0.45	0.87	1.32

La tensione massima calcolata pari a 1.35 MPa è di molto inferiore alla resistenza di calcolo a compressione f_{cd} e ad al valore della tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio allo stato limite per combinazione quasi permanente.

Verifiche a stato limite di servizio

Per le verifiche allo *Stato limite di Servizio* sono state considerate le combinazioni precedentemente definite adottando per le azioni permanenti e le azioni variabili un coefficiente parziale pari a 1.0.

Ripercorrendo i passi di calcolo precedentemente svolti si ottengono i seguenti risultati riepilogati nelle tabelle a seguire.

- **Combinazione 1**

	A		B		C		D		E	
	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m
Sezione verticale superiore	5.11	-3.65	366.19	-92.69	-210.70	602.00	-4.70	10.06	-6.79	9.83
Sezione orizzontale mediana	-5.94	11.48	-375.09	873.60	210.70	0.00	5.64	0.00	6.98	0.00
Sezione verticale inferiore	15.34	3.65	718.18	92.69	-210.70	602.00	-6.57	22.14	-103.75	79.09

- **Combinazione 2**

	A		B		C		D		E	
	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m
Sezione verticale superiore	5.11	-3.65	372.06	-94.17	-310.66	887.60	-8.76	18.77	-5.85	8.48
Sezione orizzontale mediana	-5.94	11.48	-381.11	887.60	310.66	0.00	10.51	0.00	6.02	0.00
Sezione verticale inferiore	15.34	3.65	729.69	94.17	-310.66	887.60	-12.26	41.29	-89.41	68.16

- **Combinazione 3**

	A		B		C		D		E	
	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m
Sezione verticale superiore	5.11	-3.65	366.19	-92.69	-210.70	602.00	-4.70	10.06	-6.82	9.89
Sezione orizzontale mediana	-5.94	11.48	-375.09	873.60	210.70	0.00	5.64	0.00	7.02	0.00
Sezione verticale inferiore	15.34	3.65	718.18	92.69	-210.70	602.00	-6.57	22.14	-104.30	79.51

- **Combinazione 4**

	A		B		C		D		E	
	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m
Sezione verticale superiore	5.11	-3.65	372.06	-94.17	-310.66	887.60	-4.70	10.06	-6.82	9.89
Sezione orizzontale mediana	-5.94	11.48	-381.11	887.60	310.66	0.00	5.64	0.00	7.02	0.00
Sezione verticale inferiore	15.34	3.65	729.69	94.17	-310.66	887.60	-6.57	22.14	-104.30	79.51

- **Combinazione 5**

	A		B		C		D		E	
	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m
Sezione verticale superiore	5.11	-3.65	366.19	-92.69	-210.70	602.00	-4.70	10.06	-6.88	9.97
Sezione orizzontale mediana	-5.94	11.48	-375.09	873.60	210.70	0.00	5.64	0.00	7.08	0.00
Sezione verticale inferiore	15.34	3.65	718.18	92.69	-210.70	602.00	-6.57	22.14	-105.18	80.18

- **Combinazione 6**

	A		B		C		D		E	
	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m	M kN/m / m	N kN / m
Sezione verticale superiore	5.11	-3.65	372.06	-94.17	-310.66	887.60	-8.76	18.77	-6.88	9.97
Sezione orizzontale mediana	-5.94	11.48	-381.11	887.60	310.66	0.00	10.51	0.00	7.08	0.00
Sezione verticale inferiore	15.34	3.65	729.69	94.17	-310.66	887.60	-12.26	41.29	-105.18	80.18

Combinazione		σ_M [MPa]	σ_N [MPa]	σ_T [MPa]
1	Sezione verticale superiore	0.16	0.32	0.48
	Sezione orizzontale mediana	-0.17	0.54	0.37
	Sezione verticale inferiore	0.45	0.49	0.94
2	Sezione verticale superiore	0.06	0.50	0.56
	Sezione orizzontale mediana	-0.07	0.55	0.48
	Sezione verticale inferiore	0.36	0.67	1.03
3	Sezione verticale superiore	0.16	0.32	0.48
	Sezione orizzontale mediana	-0.17	0.54	0.37
	Sezione verticale inferiore	0.45	0.49	0.94
4	Sezione verticale superiore	0.06	0.49	0.55
	Sezione orizzontale mediana	-0.07	0.55	0.48
	Sezione verticale inferiore	0.35	0.66	1.02
5	Sezione verticale superiore	0.16	0.32	0.48
	Sezione orizzontale mediana	-0.17	0.54	0.37
	Sezione verticale inferiore	0.45	0.49	0.94
6	Sezione verticale superiore	0.06	0.50	0.56
	Sezione orizzontale mediana	-0.06	0.55	0.48
	Sezione verticale inferiore	0.34	0.68	1.02

La tensione massima calcolata pari a 1.03 MPa è di molto inferiore alla resistenza di calcolo a compressione f_{cd} e ad al valore della tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio allo stato limite per combinazione quasi permanente.

8.7.3.5.3 Verifica ai carichi assiali

Le tubazioni per microtunneling devono essere verificate oltre che per i carichi esterni del terreno sovrastante e di eventuali sovraccarichi anche per la spinta assiale cui sono soggette durante la fase di installazione a spinta.

La forza di spinta viene applicata mediante martinetti di spinta tramite una piastra di distribuzione del carico. Gli sforzi di compressione si trasferiscono normalmente da un tubo all'altro mediante anelli di legno per la distribuzione del carico.

Solo nella situazione ideale gli assi di due tubi adiacenti sono perfettamente allineati e le tensioni sono uniformemente distribuite. Nella realtà, anche per tratti rettilinei, sia per le continue correzioni di guida che per la non perfetta ortogonalità delle facce, si genera una eccentricità della forza assiale che riduce la massima forza di spinta trasmissibile.

Il metodo di calcolo della forza di spinta ammissibile in accordo alla UNI-EN1916/2004 è applicabile ai tubi spinta in calcestruzzo armato, sia con fibre che con barre di armatura. Per questo scopo viene impiegato un diagramma sforzi-deformazioni non lineare che consente di determinare la distribuzione delle deformazioni e degli sforzi in modo accurato.

La massima forza di spinta teorica è determinata nell'ipotesi di tensione uniforme (assenza di deviazione angolare, facce delle tubazioni ortogonali all'asse) e assumendo un valore di calcolo della tensione di compressione del calcestruzzo f_{cd} di 0.4 f_{ck}.

La regione della faccia soggetta a compressione, superficie di trasferimento della pressione, deve essere calcolata in corrispondenza del ridotto spessore in corrispondenza del giunto:

$$F_{jmax} = 0.6 \cdot f_{ck} \cdot A_c \quad (F_j \leq F_{jmax})$$

dove:

- A_c superficie di trasferimento della pressione [m^2]

$$A_c = \frac{\pi \cdot (d_e^2 - d_i^2)}{4}$$

con: d_e diametro esterno in corrispondenza del giunto maschio
d_i diametro interno in corrispondenza del giunto maschio

- F_{oj} forza di spinta per giunto aperto (open joint)
- F_{cj} forza di spinta limite per giunto non aperto (closed joint)
- F_{jmax} massima forza di spinta teorica per giunto uniformemente compresso
- f_{ck} resistenza a compressione caratteristica cilindrica

vengono analizzate le due situazioni limite:

- *situazione di closed joint*

in questo caso non c'è apertura del giunto, ogni deviazione angolare è assorbita dall'anello in legno; il giunto non è aperto e gli sforzi di compressione sono trasmessi attraverso tutta la superficie del giunto. La massima forza di spinta, per giunti non aperti, viene calcolata come segue:

$$F_{cj} = 0.5 \cdot F_{jmax} = 0.3 \cdot f_{ck} \cdot A_c$$

Di seguito si procede al calcolo della massima spinta ammissibile nel caso di giunto chiuso:

- diametro esterno del tubo D_e = 2640 mm
- diametro interno del tubo D_i = 2210 mm
- superficie di contatto a giunto chiuso A_c = 1.64 m^2
- resistenza caratteristica cilindrica f_{ck} 40 MPa

$$F_{cj} = 0.5 \cdot F_{jmax} = 0.3 \cdot f_{ck} \cdot A_c = 0.3 \cdot 40 \cdot 1.64 = 19.68 \cdot 1000 = 19680\ kN$$

- *situazione di open joint*

nella situazione di giunto aperto due tubi adiacenti hanno il giunto aperto; la massima forza di spinta viene calcolata come segue:

$$F_{oj} = e \cdot F_{cj} = e \cdot 0.3 \cdot f_{ck} \cdot A_c \quad con\ e < 1$$

Il valore di *e* si calcola applicando la seguente formula:

$$e = \frac{e'}{\pi \cdot (1 - \xi^2) \cdot \frac{z}{D_e}}$$

dove, indicando gli angoli in radianti:

$$\xi = \frac{D_i}{D_e}$$

$$e' = \eta[\cos^{-1}(-\eta) - \xi^2 \cos^{-1}(-\eta/\lambda)] + 0.3\left[(2+\eta^2)\sqrt{(1-\eta^2)} - (2\xi^2+\eta^2)\sqrt{(\lambda^2-\eta^2)}\right]$$

$$\eta = 2\frac{z}{D_e} - 1$$

$$\lambda = \xi \quad se\ \xi \geq |\eta|$$

$$\lambda = |\eta| \quad se\ \xi < |\eta|$$

Nel caso di open joint la spinta massima ammissibile diminuisce in funzione del rapporto z/D_e. Quindi nel caso di elevate correzioni di guida si hanno aperture dei giunti e quindi bassi valori di z/D_e, elevate deviazioni angolari e quindi ridotte spinte massime ammissibili. Sarà cura dell'impresa specializzata di posa in opera delle tubazioni determinare la distanza tra le

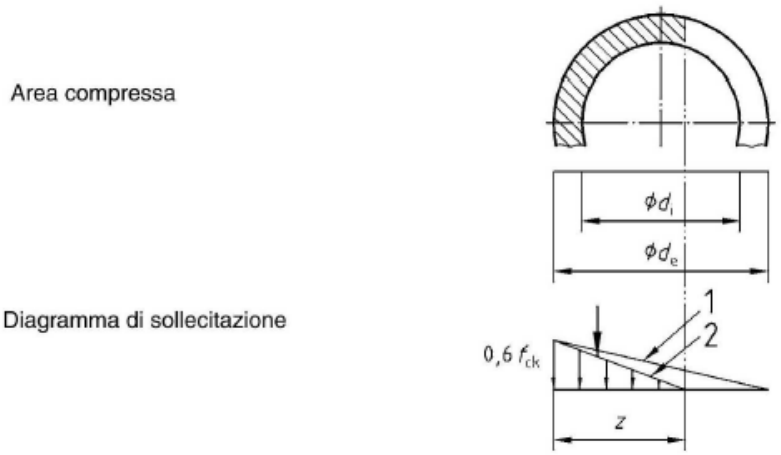
eventuali stazioni intermedie in funzione sia degli attriti che delle massime deviazioni angolari previste.

Area compressa e diagramma delle sollecitazioni per la situazione deviata

Legenda

1 Situazione di "giunto chiuso"

2 Situazione di "giunto aperto"

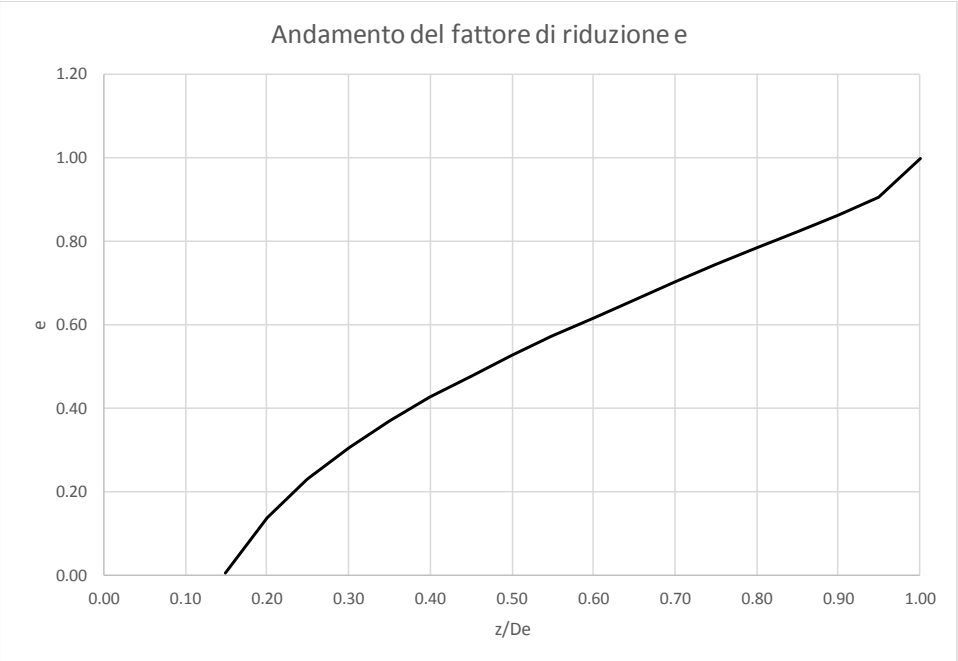


Per il presente impiego si evidenzia che la spinta si presenta rettilinea, ovvero nella condizione di "giunto chiuso", con raggio di curvatura con valore tendente all'infinito. In verità operare in condizioni di giunto chiuso è una situazione "ideale". In relazione alla lunghezza totale dell'intervento si può considerare che si possano creare delle situazioni locali a pochi tubi e temporanee in cui il raggio di curvatura possa assumere valori dell'ordine di qualche migliaio di metri, corrispondenti a deviazioni angolari centesimali la cui apertura non comporta apprezzabili riduzioni della forza massima di spinta. F_{oj} rappresenta la massima forza di spinta calcolata al raggio di curvatura considerato, in relazione alla deformazione elastica del legno di ripartizione. Una deformazione ulteriore del legno porta ad un aumento della forza di spinta applicabile. Consegue che l'apertura generata in fase di spinta viene compensata dalla deformazione del legno soggetto a compressione per contatto. Il materiale legnoso dimostra di essere un elemento flessibile fra i giunti. Il legno riesce a compensare le piccole irregolarità che si verificano sulle facce dei giunti dei tubi e a rendere possibili deviazioni con deformazioni elastiche e plastiche mentre nel contempo è in grado di trasmettere pressioni. La struttura cellulare del legno comporta che praticamente non insorgano tensioni trasversali durante la sua deformazione. Queste tensioni trasversali secondarie indesiderabili di splitting alle facce dei giunti nei tubi ridurrebbero considerevolmente la capacità portante longitudinale dei tubi stessi e sono praticamente da escludere quando si usa come cuscinetto del legno. Ne deriva che la

presenza del legno porta all'assorbimento da parte dello stesso delle tensioni trasversali che nascono in corrispondenza di compressioni.

In ultimo si considera che la stazione intermedia operi in condizioni di closed joint. Tali valori risultano ovviamente leggermente diversi rispetto al tubo in quanto è diversa la sezione di applicazione della spinta della stazione, per ovvie ragioni geometriche volte all'impiego della stessa. Di seguito sono proposti i risultati dei calcoli per la determinazione della forza di spinta massima applicabile in relazione all'apertura del giunto; ovvero in relazione e quindi al rapporto z/D_e che si determina.

z/D_e	η	λ	e'	e	F_{oj} [kN]
0.15	-0.700	0.837	0.001	0.006	127
0.20	-0.600	0.837	0.026	0.138	2717
0.25	-0.500	0.837	0.054	0.232	4551
0.30	-0.400	0.837	0.086	0.306	6019
0.35	-0.300	0.837	0.122	0.370	7274
0.40	-0.200	0.837	0.161	0.427	8392
0.45	-0.100	0.837	0.203	0.479	9416
0.50	0.000	0.837	0.248	0.528	10372
0.55	0.100	0.837	0.297	0.574	11278
0.60	0.200	0.837	0.349	0.618	12147
0.65	0.300	0.837	0.404	0.661	12989
0.70	0.400	0.837	0.462	0.703	13811
0.75	0.500	0.837	0.524	0.744	14621
0.80	0.600	0.837	0.590	0.785	15421
0.85	0.700	0.837	0.659	0.825	16209
0.90	0.800	0.837	0.729	0.862	16937
0.95	0.900	0.900	0.808	0.904	17774
1.00	1.000	1.000	0.940	1.000	19655
ξ	0.837				
f_{ck}	40000	[kPa]			
A_c	1.64	[m^2]			



I valori delle massime spinte ammissibili nei due casi considerati a giunti chiusi o aperti sono rispettivamente pari a circa 19680 kN e 19665 kN. Tale valore è superiore alla forza di spinta totale nel microtunneling pari a circa 12300 kN con un coefficiente di sicurezza pari a circa 1.6.

La tensione massima corrispondente alla forza di spinta totale (forza di spinta totale diviso per l'area della sezione anulare) è pari a circa 12 MPa che è inferiore alla resistenza di calcolo a compressione f_{cd}.

9. Valutazione dei risultati e validazione della modellazione

I risultati ottenuti con l'ausilio dei modelli di calcolo agli elementi finiti sono stati opportunamente confrontati con quelli ottenuti applicando modelli semplificati sia a scopo di riscontro numerico che al fine della validazione e della verifica di attendibilità dei risultati ottenuti secondo quanto previsto dal *paragrafo 10.2.1* del D.M. 17.01.2018 (N.T.C.-2018).

Le verifiche sono state, pertanto, in particolare svolte in riferimento alla torre di presa ed al canale di presa e scarico di fondo considerando le strutture con schemi statici rispettivamente "*a mensola incastrata alle estremità*" e "*a mensola incastrata su un lato*".

I diagrammi di sollecitazione ottenuti sono stati, quindi, confrontati con i risultati numerici di calcolo ottenibili applicando le formule associate ai *diagrammi di sollecitazione* di letteratura secondo la *Scienza delle Costruzioni*.

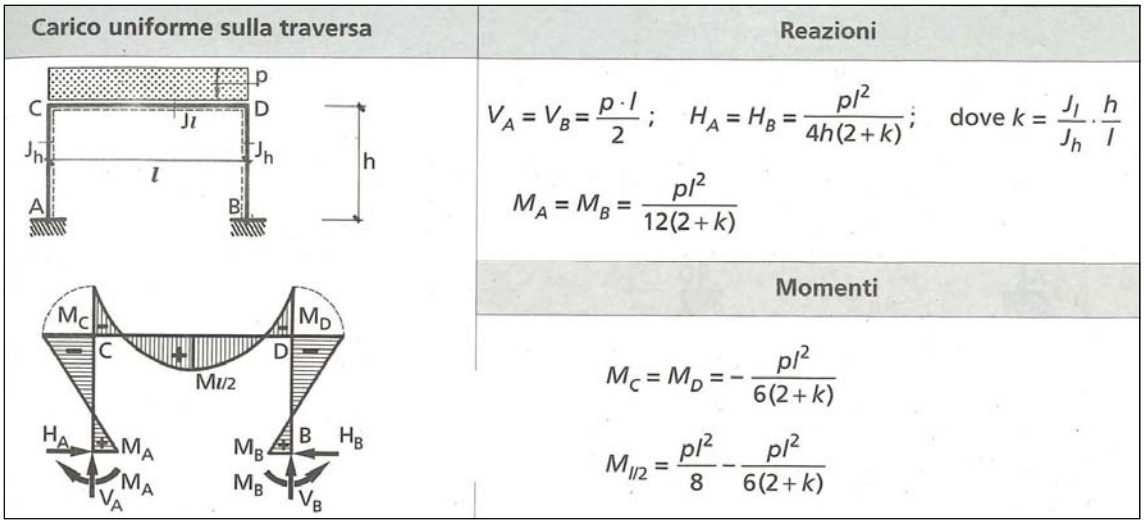


Figura 32 – Diagrammi di sollecitazione schema statico a portale con incastro in fondazione.

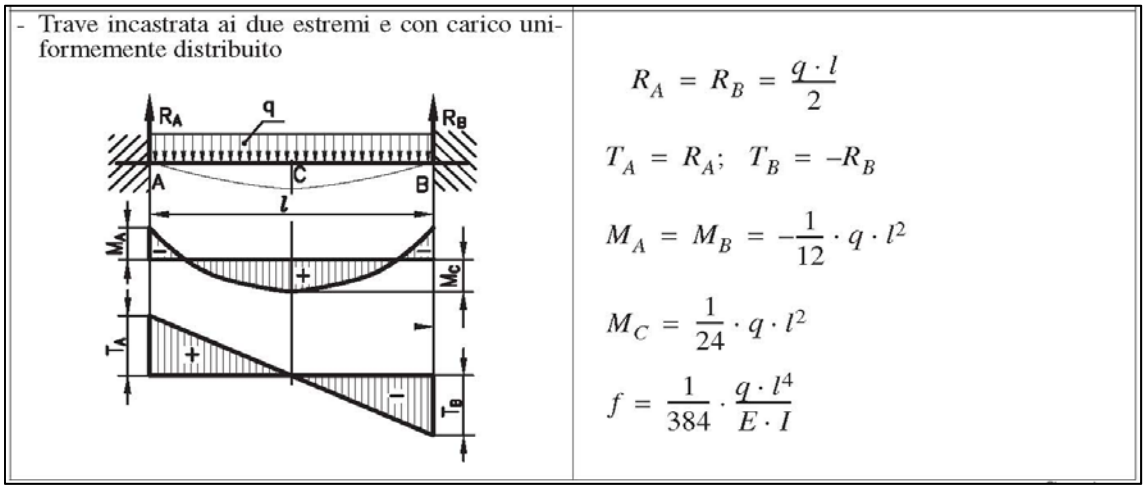
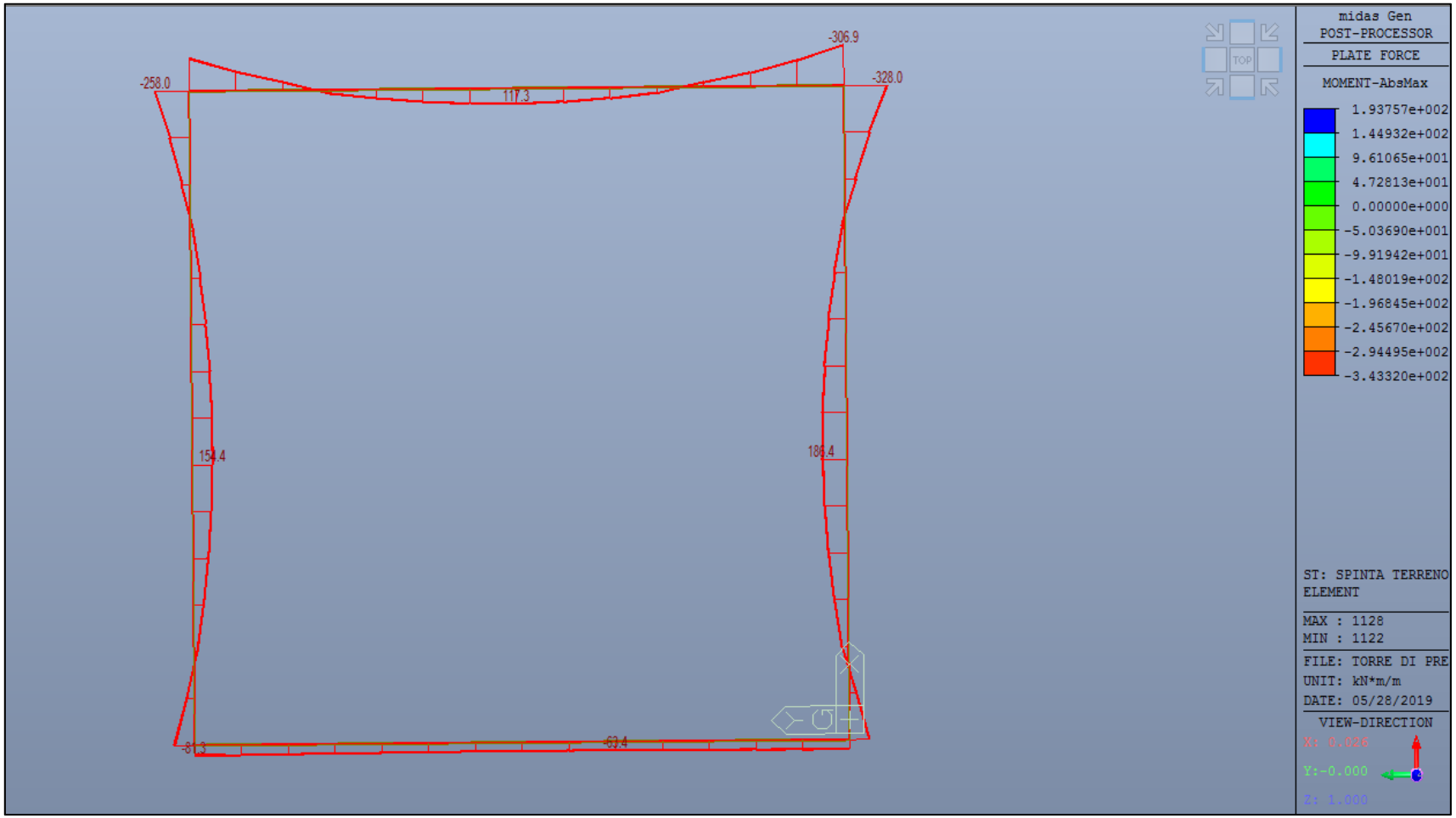
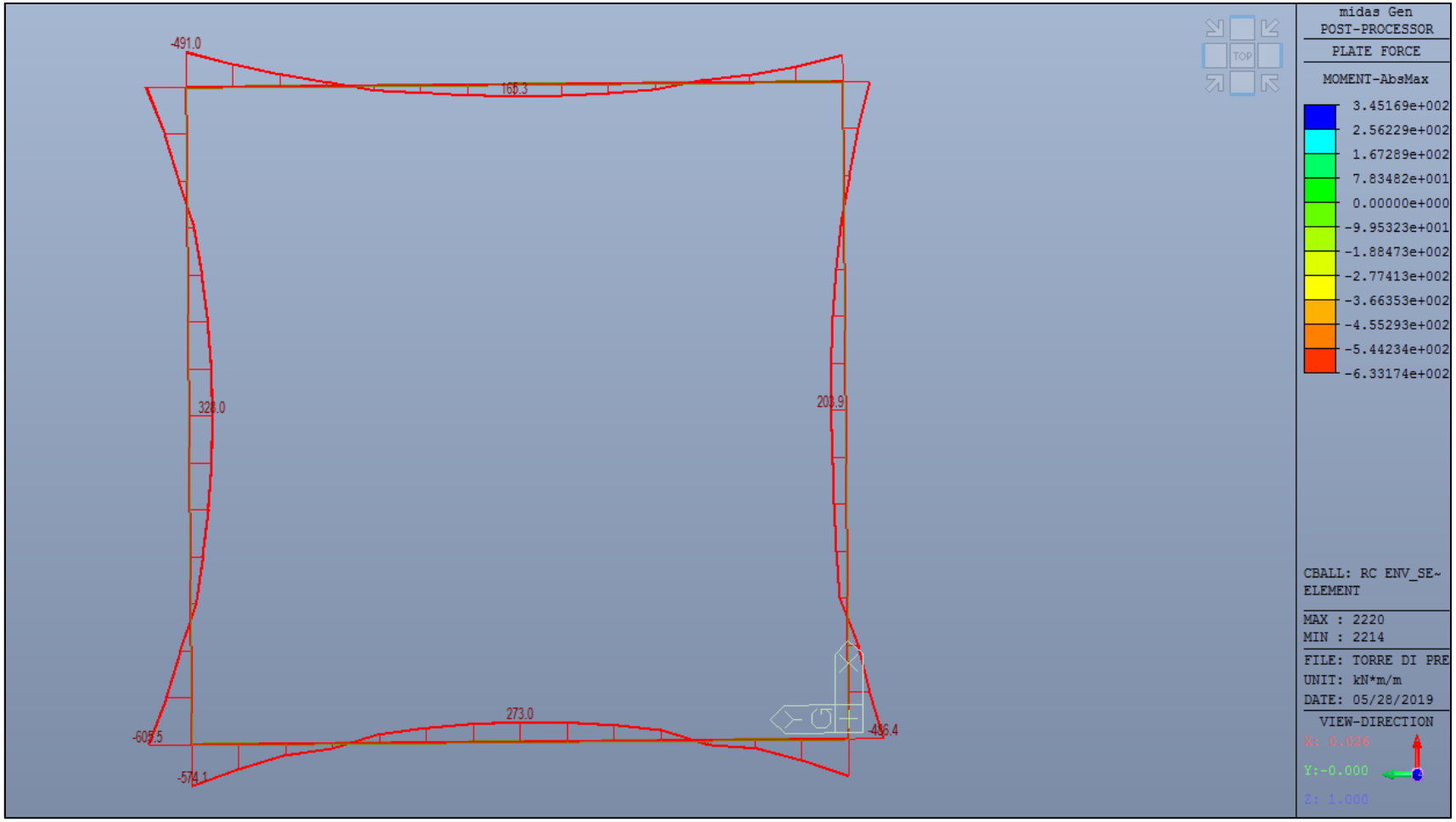


Figura 33 – Diagrammi di sollecitazione schema statico a trave incastrata agli estremi.

Dal modello di calcolo FEM relativo alla **torre di presa** si ottengono, quindi, i seguenti valori di sollecitazione a momento flettente a SLE:




-491.0
160.3
328.0
208.9
273.0
-605.5
-574.1
-436.4
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-AbsMax
3.45169e+002
2.56229e+002
1.67289e+002
7.83482e+001
0.00000e+000
-9.95323e+001
-1.88473e+002
-2.77413e+002
-3.66353e+002
-4.55293e+002
-5.44234e+002
-6.33174e+002
CBALL: RC ENV_SE~
ELEMENT
MAX : 2220
MIN : 2214
FILE: TORRE DI PRE
UNIT: kN*m/m
DATE: 05/28/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.026
Y:-0.000
Z: 1.000

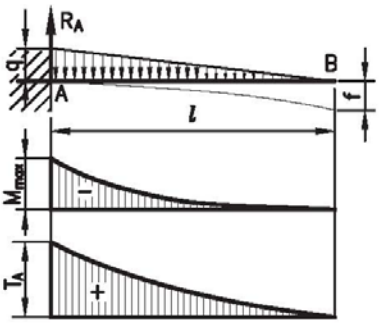
Schema	Relazioni
- Trave incastrata a un estremo con carico distribuito variabile con legge lineare (triangolare) 	$R_A = \frac{q \cdot l}{2}$ $T_A = R_A$ $M_{max} = M_A = -\frac{q \cdot l^2}{6}$ $f = \frac{1}{30} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$

Figura 34 – Diagrammi di sollecitazione schema statico a trave incastrata ad un estremo con carico distribuito variabile linearmente.

Mediante il modello di calcolo semplificato, relativamente al **canale di presa e scarico di fondo**, assoggettato alla sola azione della spinta del terreno una singola porzione di parete con altezza fuori terra pari a circa 5,5 m / 5,4 m e spessore 80 cm, si ottengono i seguenti valori caratteristici di sollecitazione (momento flettente Mt su sezione d-d):

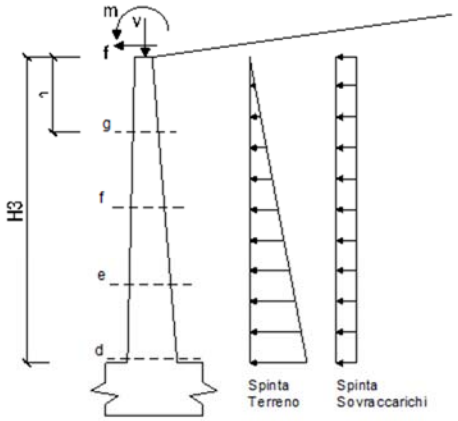
CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

Mt stat = ½ Ka_{orizz} * γ*(1±kv)*h^2*h/3
Mt sism = ½ * γ *(Kas_{orizz}*(1±kv)-Ka_{orizz})*h^2*h/2 o *h/3
Mq = ½ Ka_{orizz}*q*h^2
M_{ext} = m+f*h
$M_{inerzia}$ = ΣPm_i*b_i*kh

N_{ext} = v
$N_{pp+inerzia}$ = ΣPm_i*(1±kv)

Vt stat = ½ Ka_{orizz} * γ*(1±kv)*h^2
Vt sism = ½ * γ *(Kas_{orizz}*(1±kv)-Ka_{orizz})*h^2
Vq = Ka_{orizz}*q*h
V_{ext} = f
$V_{inerzia}$ = ΣPm_i*kh

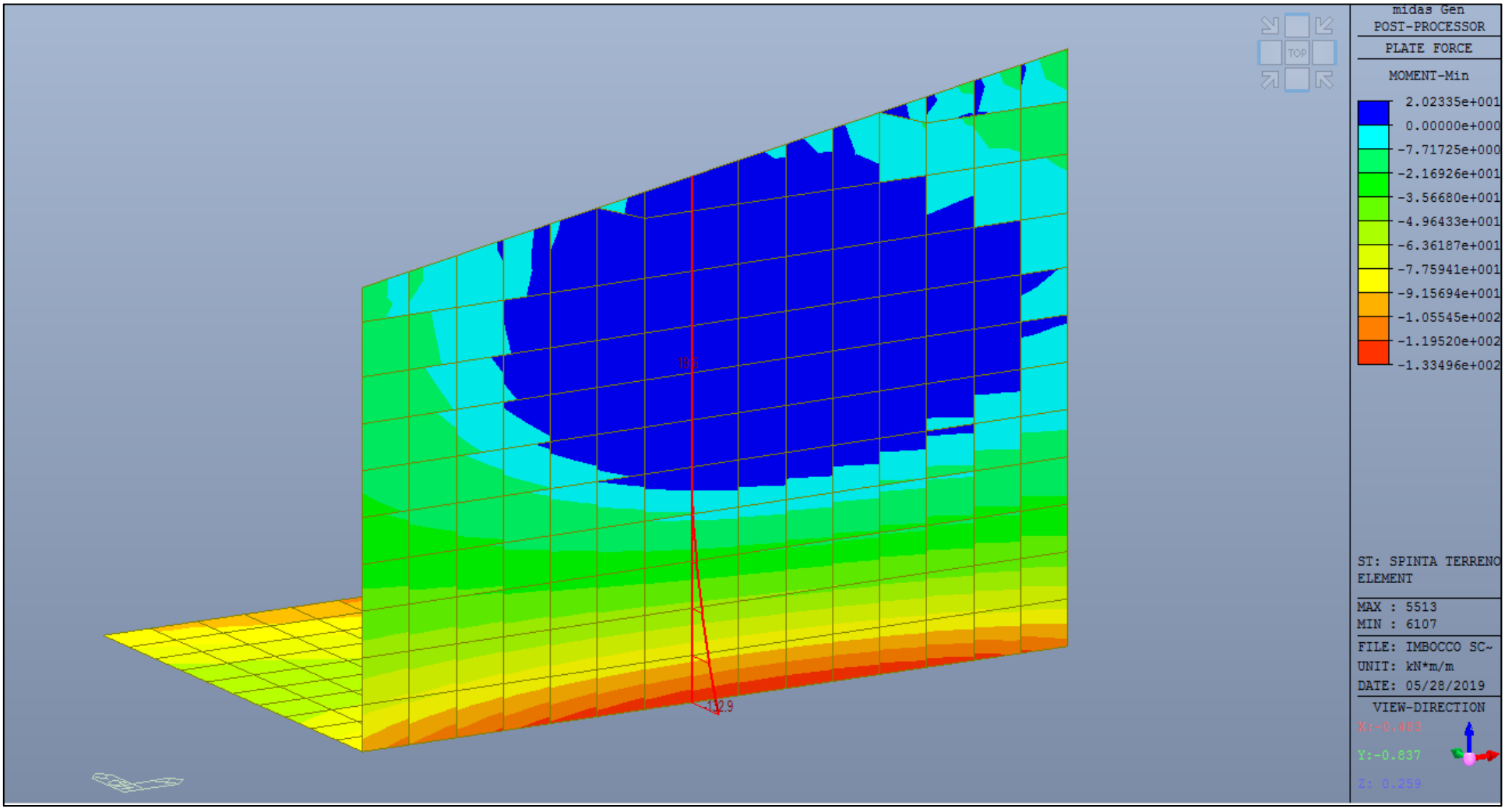


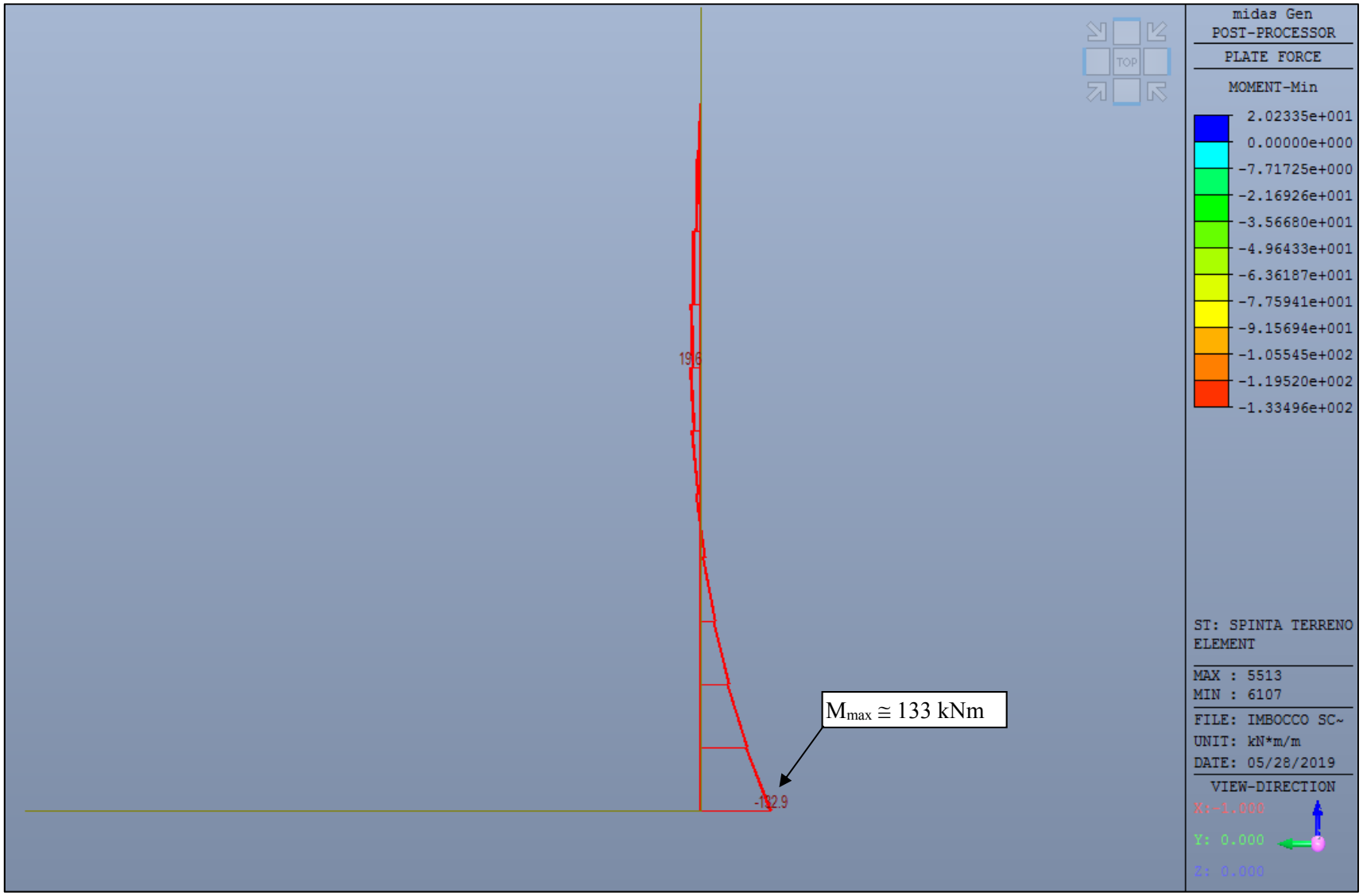
condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M_{ext}	M_{tot}	N_{ext}	N_{pp}	N_{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.40	135.16	0.00	0.00	135.16	0.00	108.00	108.00
e-e	4.05	57.02	0.00	0.00	57.02	0.00	81.00	81.00
f-f	2.70	16.89	0.00	0.00	16.89	0.00	54.00	54.00
g-g	1.35	2.11	0.00	0.00	2.11	0.00	27.00	27.00

sezione	h	Vt	Vq	V_{ext}	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.40	75.09	0.00	0.00	75.09
e-e	4.05	42.24	0.00	0.00	42.24
f-f	2.70	18.77	0.00	0.00	18.77
g-g	1.35	4.69	0.00	0.00	4.69

Dal modello di calcolo FEM relativo al **canale di presa e scarico di fondo**, estrapolando l'analoga porzione di parete laterale con altezza pari a circa 5,5 m assoggettata alla sola spinta del terreno a tergo dell'opera si ottengono, quindi, i seguenti valori di sollecitazione a momento flettente a SLE:


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
2.02335e+001
0.00000e+000
-7.71725e+000
-2.16926e+001
-3.56680e+001
-4.96433e+001
-6.36187e+001
-7.75941e+001
-9.15694e+001
-1.05545e+002
-1.19520e+002
-1.33496e+002
ST: SPINTA TERRENO
ELEMENT
MAX : 5513
MIN : 6107
FILE: IMBOCCO SC~
UNIT: kN*m/m
DATE: 05/28/2019
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Y:-0.837
Z: 0.259
-132.9


midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Min
2.02335e+001
0.00000e+000
-7.71725e+000
-2.16926e+001
-3.56680e+001
-4.96433e+001
-6.36187e+001
-7.75941e+001
-9.15694e+001
-1.05545e+002
-1.19520e+002
-1.33496e+002
TOP
196
-132.9
$M_{max} \cong 133$ kNm
ST: SPINTA TERRENO
ELEMENT
MAX : 5513
MIN : 6107
FILE: IMBOCCO SC~
UNIT: kN*m/m
DATE: 05/28/2019
VIEW-DIRECTION
X:-1.000
Y: 0.000
Z: 0.000

Dal confrontato dei risultati ottenuti mediante i modelli di valutazione semplificata con quelli desunti dai modelli ad elementi finiti si può, dunque, evidenziare una sostanziale congruenza ed omogeneità dell'andamento dei diagrammi di sollecitazione di calcolo e, aggiuntivamente per il modello relativo al canale di presa, una sostanziale congruità ed analogia dei valori di calcolo delle sollecitazioni a meno di una limitata ed accettabile tolleranza entro il 5%.

Visto e considerato quanto sopra riportato si può, dunque, concludere che i risultati ottenuti dalla modellazione della torre di presa e del canale di presa e scarico di fondo con l'ausilio del codice di calcolo numerico agli elementi finiti Midas Gen 2019 possano ritenersi accettabili e compatibili con le risultanze delle analisi semplificate e, come tali, attendibili e validabili a tutti gli effetti ai sensi del paragrafo 10.2.1 delle N.T.C.-2018.

ALLEGATO 1

CERTIFICATI PROVE DI LABORATORIO SUI CAMPIONI DI ROCCIA

LABORATORIO PROVE T P Lenta (VC)

Committente:

STECI S.r.l.
Corso Libertà, 162
13100 VERCELLI

CERTIFICATO DI PROVA N°	**00008/GT**	**DEL**	**30/01/2019**	**pagina 1 di 3**
Verbale di accettazione n°	66/GT	del	28/01/2019	Vs. rif. : -

SETTORE	**GEOTECNICA - PROVE DI LABORATORIO SULLE ROCCE**	
CANTIERE	Diga di Pianfei (CN)	
ENTE APPALTANTE	Consorzio Irriguo Bealerotto-Mussi	
DIRETTORE DEI LAVORI	-	
DESCRIZIONE MATERIALE	n. 2 spezzoni di carotaggi in roccia *Sondaggio:* S1 *Provenienza:* cantiere *Ubicazione prel.:* - *Data prelievo:* maggio 2017	*DATA ARRIVO AL LABORATORIO* **28/01/2019** *MODALITA' DI ACCETTAZIONE* **Consegnato dal Committente**
PROVE ESEGUITE	**Prova di compressione monoassiale** **Determinazione della massa volumica apparente**	*NORMA DI RIFERIMENTO* **ASTM D7012** **UNI EN 1936**

I risultati si riferiscono esclusivamente ai campioni sottoposti a prova (UNI CEI EN ISO/IEC 17025)

LO SPERIMENTATORE	*Dott. Geol. Mauro BIANCO*
IL DIRETTORE DEL LABORATORIO GEOTECNICO	*Dott. Geol. Marco BETTIO*

È vietata la riproduzione parziale di questo documento, senza autorizzazione scritta della Tecno Piemonte.

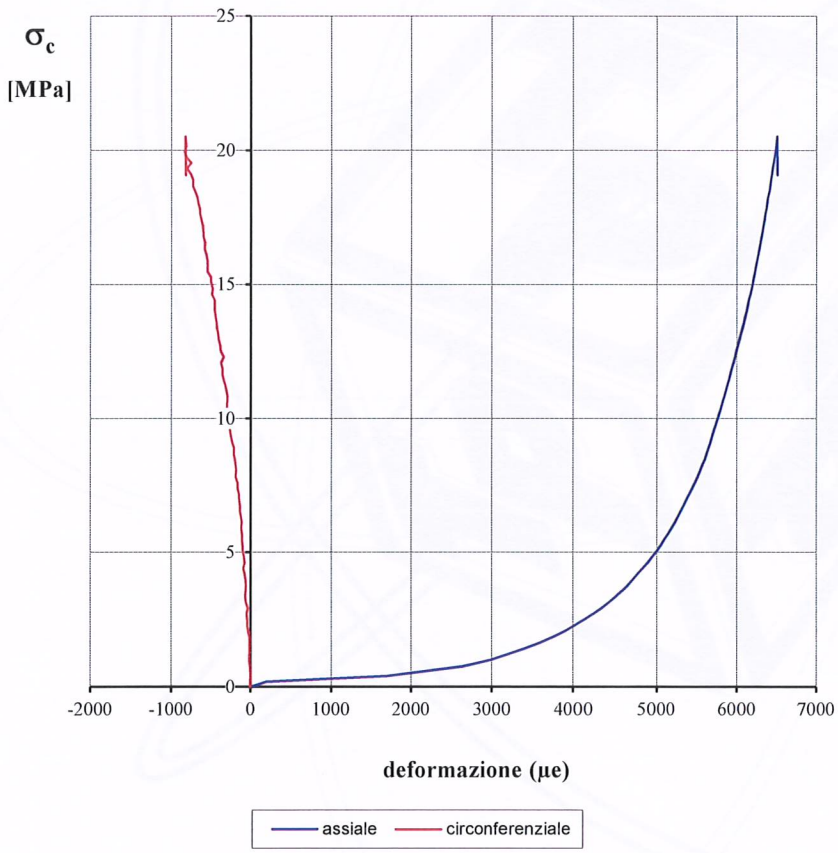
Committente:	**STECI S.r.l.**		
Certificato di prova n.:	**00008/GT**	del	**30/01/2019**
Verbale di accettazione n.:	**66/GT**	del	**28/01/2019**
Vs. rif.:	-		

PROVA DI COMPRESSIONE MONOASSIALE E DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA APPARENTE

Normativa di riferimento:	ASTM D7012 UNI EN 1936
Cantiere:	Diga di Pianfei (CN)
Ente Appaltante:	Consorzio Irriguo Bealerotto-Mussi
Direttore dei Lavori:	-

IDENTIFICAZIONE DEL CAMPIONE

Sondaggio:	S1	*Ubicazione prel.:*	-
Campione:	C1	*Profondità (m):*	22,80
Provenienza:	cantiere	*Data prelievo:*	maggio 2017
Data prova:	29/01/2019	*Data consegna campione al laboratorio:*	28/01/2019



Condizioni di prova:

Controllo incremento di carico

gradiente: 0,5 kN/s (costante)

Dimensioni provino

Ø = 77,36 [mm]

H = 148,46 [mm]

rapporto H/Ø = 1,92

Massa volumica apparente (UNI EN 1936)

γ_n = **2,737** **[Mg/m³]**

Tipo di rottura/note:

Fragile.

Tensione massima	σ_1 =	**20,5**	MPa
Modulo di deformabilità tangente	E_t =	**9508**	MPa
Modulo di deformabilità secante	E_s =	**1945**	MPa
Coefficiente di Poisson tangente	ν_t =	**0,41**	
Coefficiente di Poisson secante	ν_s =	**0,06**	

Lo sperimentatore
Dott. Geol. Mauro BIANCO

Il direttore del laboratorio geotecnico
Dott. Geol. Marco BETTIO

È vietata la riproduzione parziale di questo documento, senza autorizzazione scritta della Tecno Piemonte.

Sede Amministrativa
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 1
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 2
Via Ponte Romano, 228-230
11027 Saint-Vincent (Ao)
Tel. +39-0166.537.780
Fax +39-0166.510.914

Unità locali uffici
13836 Cossato (Bi) - Via Corridoni, 54
00161 Roma - Via De Rossi, 4
tecnopiemonte@tecnopiemonte.com
www.tecnopiemonte.com

Sede legale - Via C. Pizzorno, 12 - 28078 Romagnano Sesia (No) - **Tel. +39-0163.885.111 - Fax +39-0163.885.028**
P. IVA 00590090031 - R.E.A. NO 136553 - CAP. SOC. a 2.400.000,00 I.V. - TRIB. NO 7192

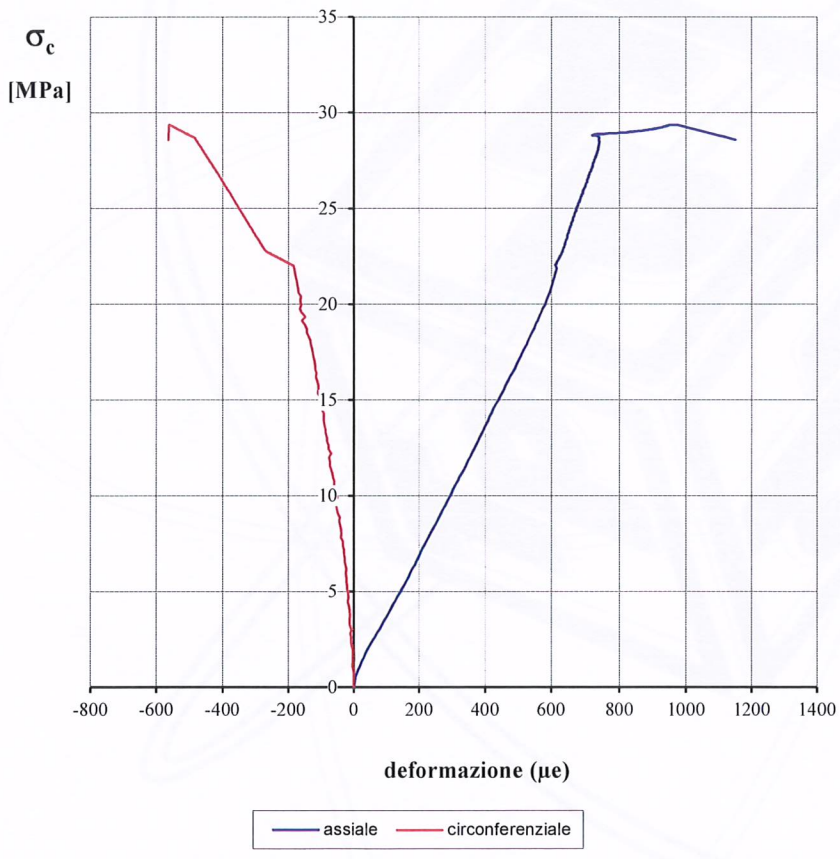
Committente:	**STECI S.r.l.**		
Certificato di prova n.:	**00008/GT**	del	**30/01/2019**
Verbale di accettazione n.:	**66/GT**	del	**28/01/2019**
Vs. rif.:	-		

PROVA DI COMPRESSIONE MONOASSIALE E DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA APPARENTE

Normativa di riferimento:	ASTM D7012 UNI EN 1936
Cantiere:	Diga di Pianfei (CN)
Ente Appaltante:	Consorzio Irriguo Bealerotto-Mussi
Direttore dei Lavori:	-

IDENTIFICAZIONE DEL CAMPIONE

Sondaggio:	S1	*Ubicazione prel.:*	-
Campione:	C2	*Profondità (m):*	24,60
Provenienza:	cantiere	*Data prelievo:*	maggio 2017
Data prova:	29/01/2019	*Data consegna campione al laboratorio:*	28/01/2019



Condizioni di prova:

Controllo incremento di carico

gradiente: 0,5 kN/s (costante)

Dimensioni provino

Ø = 77,98 [mm]

H = 161,60 [mm]

rapporto H/Ø = 2,07

Massa volumica apparente (UNI EN 1936)

γ_n = **2,634** **[Mg/m³]**

Tipo di rottura/note:

Fragile.

Tensione massima	σ_1 =	**29,4**	MPa
Modulo di deformabilità tangente	E_t =	**34498**	MPa
Modulo di deformabilità secante	E_s =	**32912**	MPa
Coefficiente di Poisson tangente	ν_t =	**0,33**	
Coefficiente di Poisson secante	ν_s =	**0,23**	

Lo sperimentatore
Dott. Geol. Mauro BIANCO

Il direttore del laboratorio geotecnico
Dott. Geol. Marco BETTIO

È vietata la riproduzione parziale di questo documento, senza autorizzazione scritta della Tecno Piemonte.

Sede Amministrativa
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 1
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 2
Via Ponte Romano, 228-230
11027 Saint-Vincent (Ao)
Tel. +39-0166.537.780
Fax +39-0166.510.914

Unità locali uffici
13836 Cossato (Bi) - Via Corridoni, 54
00161 Roma - Via De Rossi, 4
tecnopiemonte@tecnopiemonte.com
www.tecnopiemonte.com

Sede legale - Via C. Pizzorno, 12 - 28078 Romagnano Sesia (No) - **Tel. +39-0163.885.111 - Fax +39-0163.885.028**
P. IVA 00590090031 - R.E.A. NO 136553 - CAP. SOC. a 2.400.000,00 I.V. - TRIB. NO 7192

LABORATORIO PROVE Lenta (VC)

Committente:

STECI S.r.l.
Corso Libertà, 162
13100 VERCELLI

CERIFICATO DI PROVA N°	**00009/GT**	**DEL**	**30/01/2019**	**pagina 1 di 3**
Verbale di accettazione n°	66/GT	del	28/01/2019	Vs. rif. : -

SETTORE	**GEOTECNICA - PROVE DI LABORATORIO SULLE ROCCE**	
CANTIERE	Diga di Pianfei (CN)	
ENTE APPALTANTE	Consorzio Irriguo Bealerotto-Mussi	
DIRETTORE DEI LAVORI	-	
DESCRIZIONE MATERIALE	n. 2 spezzoni di carotaggi in roccia *Sondaggio:* S2 *Provenienza:* cantiere *Ubicazione prel.:* - *Data prelievo:* maggio 2017	*DATA ARRIVO AL LABORATORIO* **28/01/2019** *MODALITA' DI ACCETTAZIONE* **Consegnato dal Committente**
PROVE ESEGUITE	**Prova di compressione monoassiale** **Determinazione della massa volumica apparente**	*NORMA DI RIFERIMENTO* **ASTM D7012** **UNI EN 1936**

I risultati si riferiscono esclusivamente ai campioni sottoposti a prova (UNI CEI EN ISO/IEC 17025)

LO SPERIMENTATORE	*Dott. Geol. Mauro BIANCO*
IL DIRETTORE DEL LABORATORIO GEOTECNICO	*Dott. Geol. Marco BETTIO*

È vietata la riproduzione parziale di questo documento, senza autorizzazione scritta della Tecno Piemonte.

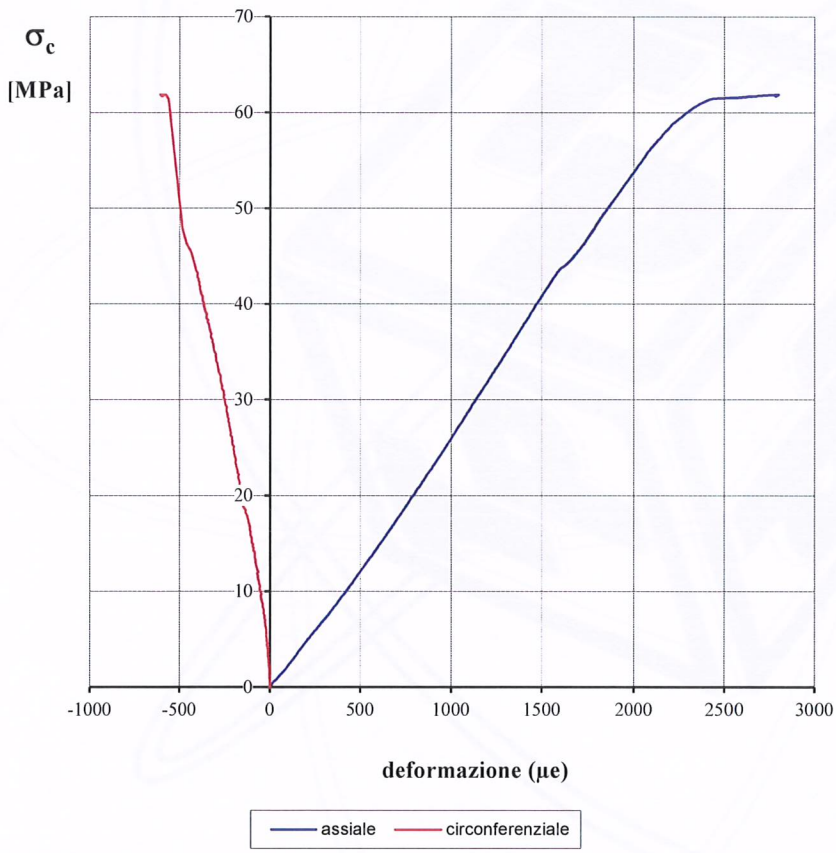
Committente:	**STECI S.r.l.**		
Certificato di prova n.:	**00009/GT**	del	**30/01/2019**
Verbale di accettazione n.:	**66/GT**	del	**28/01/2019**
Vs. rif.:	-		

PROVA DI COMPRESSIONE MONOASSIALE E DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA APPARENTE

Normativa di riferimento:	ASTM D7012 UNI EN 1936
Cantiere:	Diga di Pianfei (CN)
Ente Appaltante:	Consorzio Irriguo Bealerotto-Mussi
Direttore dei Lavori:	-

IDENTIFICAZIONE DEL CAMPIONE

Sondaggio:	S2	*Ubicazione prel.:*	-
Campione:	C2	*Profondità (m):*	20,00
Provenienza:	cantiere	*Data prelievo:*	maggio 2017
Data prova:	29/01/2019	*Data consegna campione al laboratorio:*	28/01/2019



Condizioni di prova:

Controllo incremento di carico

gradiente: 0,5 kN/s (costante)

Dimensioni provino

Ø = 78,50 [mm]

H = 161,51 [mm]

rapporto H/Ø = 2,06

Massa volumica apparente (UNI EN 1936)

γ_n = **2,613** **[Mg/m³]**

Tipo di rottura/note:

Fragile.

Tensione massima	σ_1 =	**61,9**	MPa
Modulo di deformabilità tangente	E_t =	**29635**	MPa
Modulo di deformabilità secante	E_s =	**26701**	MPa
Coefficiente di Poisson tangente	ν_t =	**0,32**	
Coefficiente di Poisson secante	ν_s =	**0,25**	

Lo sperimentatore
Dott. Geol. Mauro BIANCO

Il direttore del laboratorio geotecnico
Dott. Geol. Marco BETTIO

È vietata la riproduzione parziale di questo documento, senza autorizzazione scritta della Tecno Piemonte.

Sede Amministrativa
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 1
Statale Valsesia, 20
13035 Lenta (Vc)
Tel. +39-0163.885.111
Fax +39-0163.885.028

Unità operativa n. 2
Via Ponte Romano, 228-230
11027 Saint-Vincent (Ao)
Tel. +39-0166.537.780
Fax +39-0166.510.914

Unità locali uffici
13836 Cossato (Bi) - Via Corridoni, 54
00161 Roma - Via De Rossi, 4
tecnopiemonte@tecnopiemonte.com
www.tecnopiemonte.com

Sede legale - Via C. Pizzorno, 12 - 28078 Romagnano Sesia (No) - **Tel. +39-0163.885.111 - Fax +39-0163.885.028**
P. IVA 00590090031 - R.E.A. NO 136553 - CAP. SOC. a 2.400.000,00 I.V. - TRIB. NO 7192

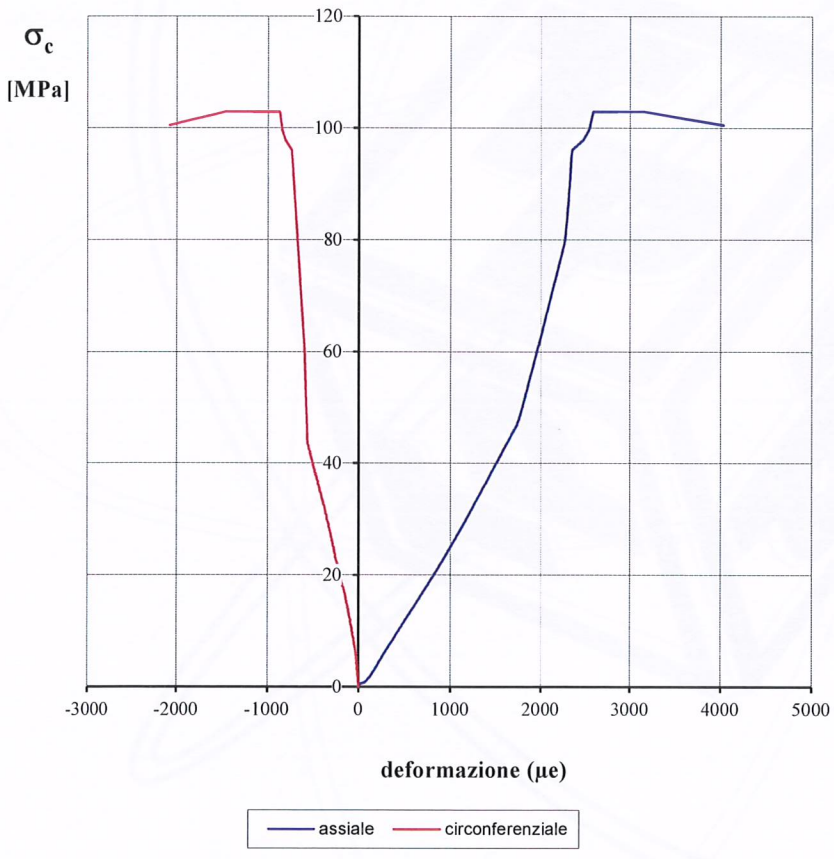
Committente:	**STECI S.r.l.**		
Certificato di prova n.:	**00009/GT**	del	**30/01/2019**
Verbale di accettazione n.:	**66/GT**	del	**28/01/2019**
Vs. rif.:	-		

PROVA DI COMPRESSIONE MONOASSIALE E DETERMINAZIONE DELLA MASSA VOLUMICA APPARENTE

Normativa di riferimento:	ASTM D7012 UNI EN 1936
Cantiere:	Diga di Pianfei (CN)
Ente Appaltante:	Consorzio Irriguo Bealerotto-Mussi
Direttore dei Lavori:	-

IDENTIFICAZIONE DEL CAMPIONE

Sondaggio:	S2	*Ubicazione prel.:*	-
Campione:	C3	*Profondità (m):*	24,60
Provenienza:	cantiere	*Data prelievo:*	maggio 2017
Data prova:	29/01/2019	*Data consegna campione al laboratorio:*	28/01/2019



Condizioni di prova:

Controllo incremento di carico

gradiente: 0,5 kN/s (costante)

Dimensioni provino

Ø = 78,55 [mm]

H = 160,28 [mm]

rapporto H/Ø = 2,04

Massa volumica apparente (UNI EN 1936)

γ_n = **2,633** **[Mg/m³]**

Tipo di rottura/note:

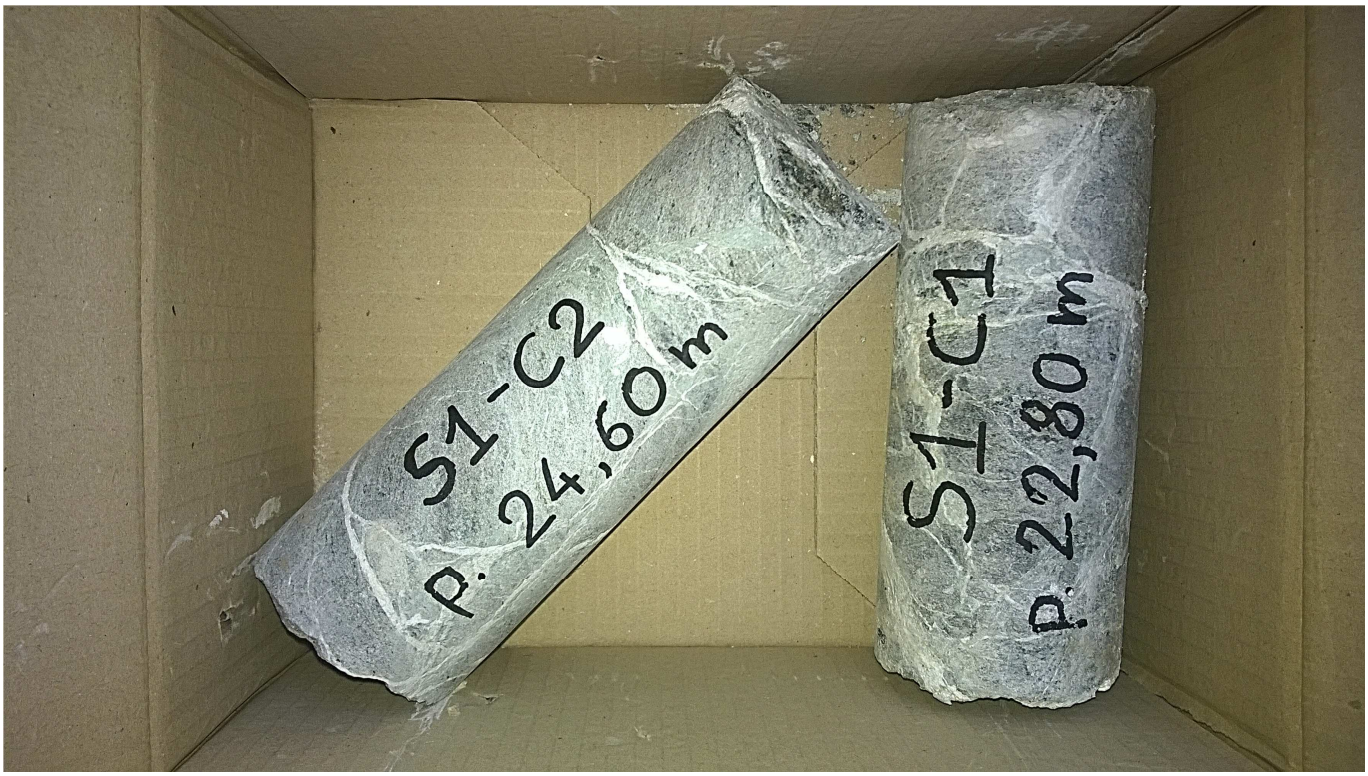
Fragile.

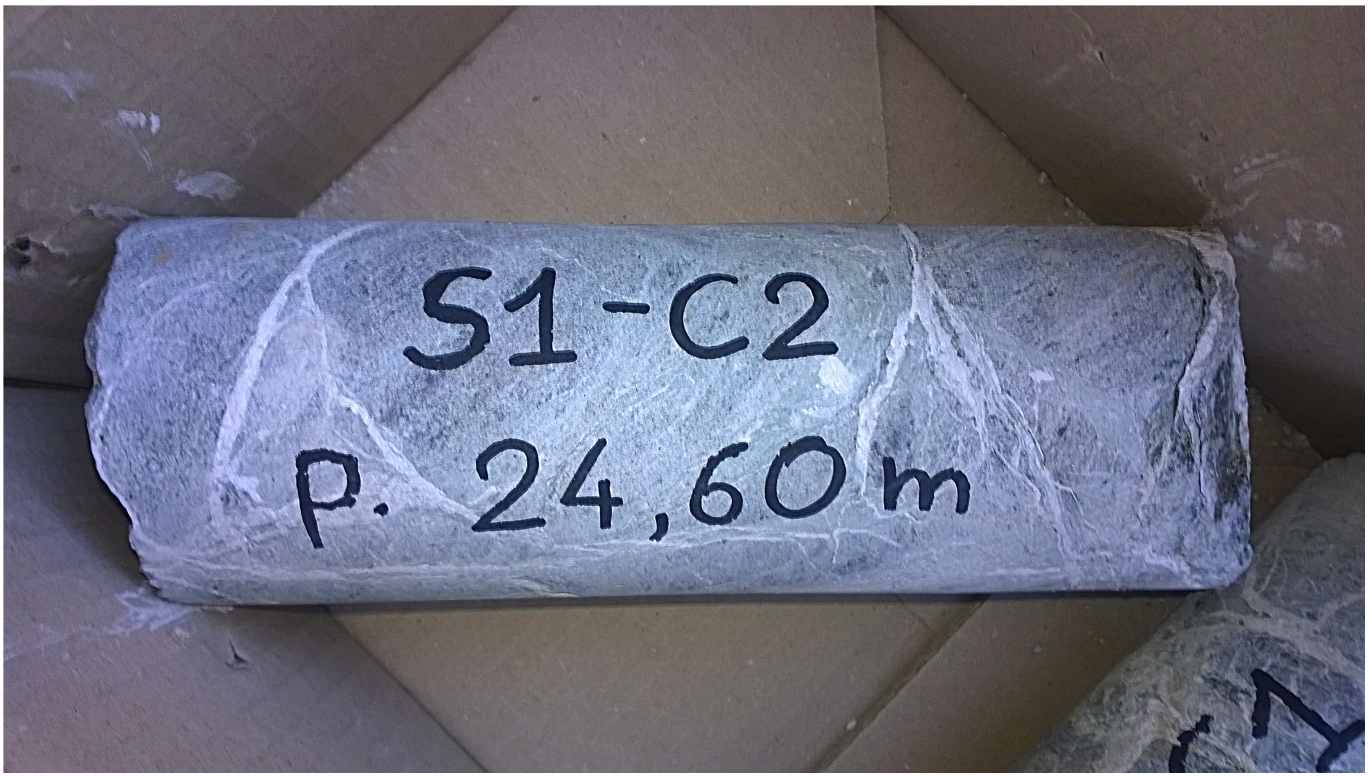
Tensione massima	σ_1 =	**103,1**	MPa
Modulo di deformabilità tangente	E_t =	**59880**	MPa
Modulo di deformabilità secante	E_s =	**28262**	MPa
Coefficiente di Poisson tangente	ν_t =	**0,12**	
Coefficiente di Poisson secante	ν_s =	**0,37**	

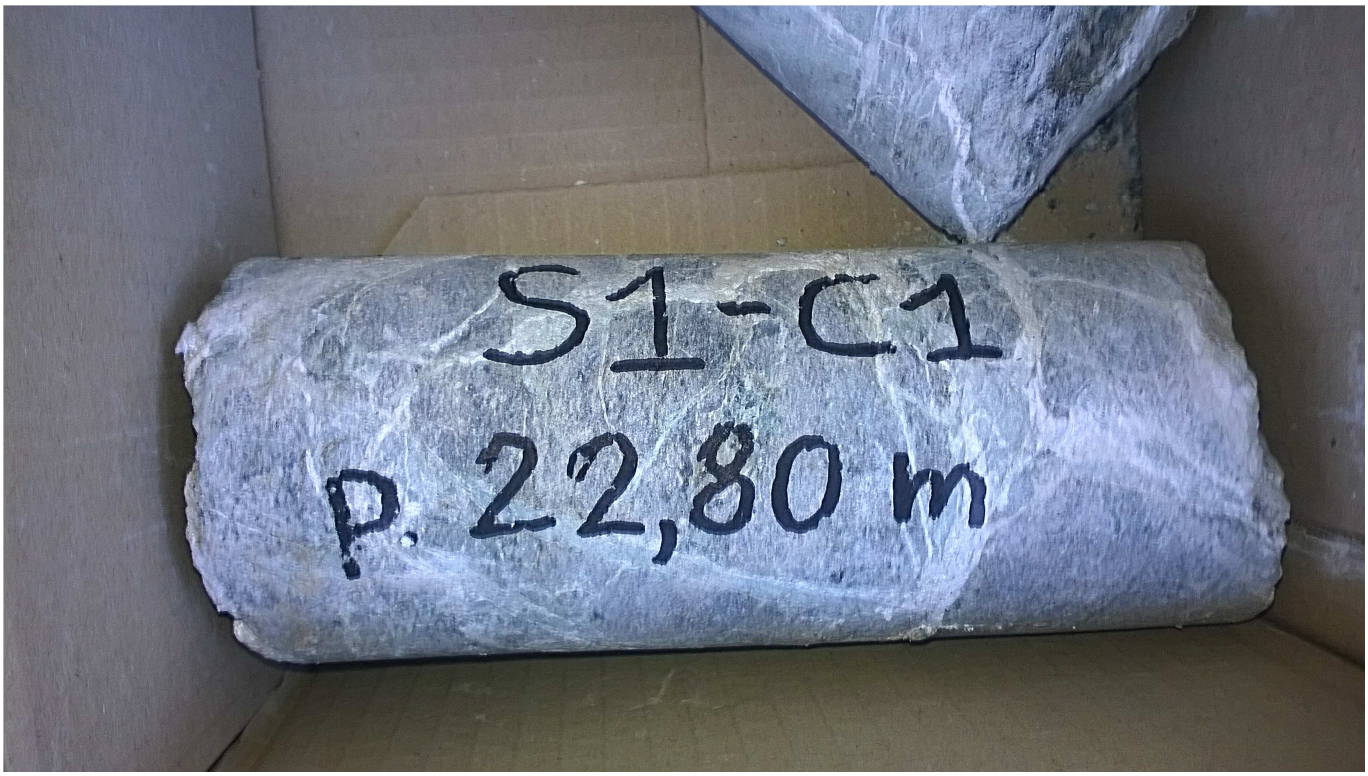
Lo sperimentatore
Dott. Geol. Mauro BIANCO

Il direttore del laboratorio geotecnico
Dott. Geol. Marco BETTIO

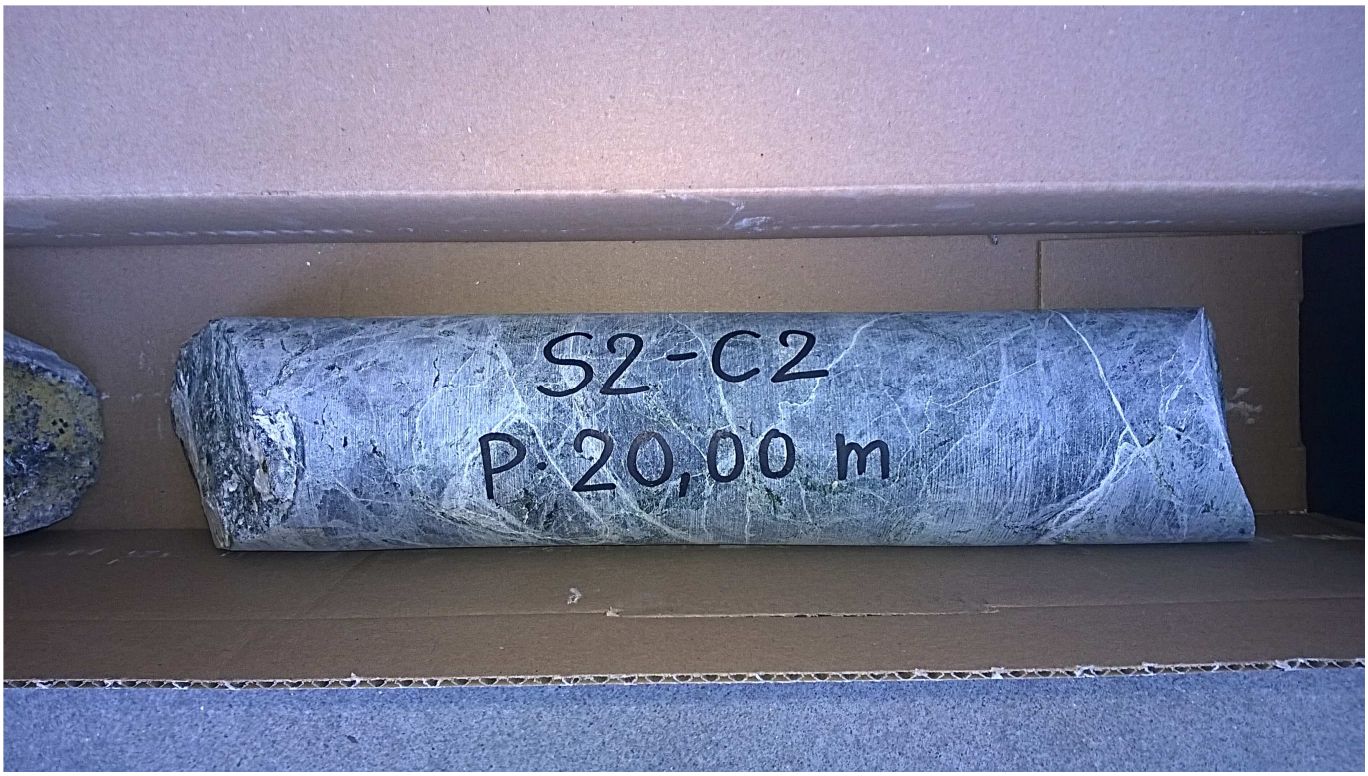
È vietata la riproduzione parziale di questo documento, senza autorizzazione scritta della Tecno Piemonte.


S1-C2
P. 24,60 m
S1-C1
P. 22,80 m


S1-C2
P. 24,60 m


S1-C1
P. 22,80 m


S2-C3
P. 24,60 m
S2-C2
P. 20,00 m


S2-C2
P. 20,00 m


S2-C3
P. 24,60 m