

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

Delibera CIPE n. 25/2016 Fondo Sviluppo e Coesione
 Delibera CIPE n. 53/2016 Piano Operativo Agricoltura
 Sottopiano 2 "Interventi nel campo delle infrastrutture irrigue, bonifica idraulica, difesa delle
 esondazioni, bacini di accumulo e programmi collegati di assistenza tecnica e consulenza"
 Decreto Ministeriale di concessione n. 26314 del 19/06/2019

**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 COMPRESORIO 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 Negrini, 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



(Dott. Ing. Domenico CASTELLI)

SERIE:

FASCICOLI

DATA

GIUGNO 2022

ELABORATO:

AGGIORNAMENTO

**RELAZIONE GEOTECNICA E DI
 CALCOLO STRUTTURALE**

ATTIVITÀ SPECIALISTICHE:

PERIZIA SUPPLETIVA DI VARIANTE

ARCH. 10443P1

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
 DELLA FASE PROGETTUALE:

(Dott. Ing. Massimo DEL GAUDIO)

MODIFICHE

Aggiornamento

CONTROLLO

Firma

CONTROLLO

DC

APPROVAZIONE

DC

INDICE

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE E LORO RILEVANZA STRUTTURALE.....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
3. MATERIALI PER USO STRUTTURALE	4
3.1 CALCESTRUZZO	4
3.1.1 Caratteristiche tecniche e prescrizioni per la durabilità	4
3.1.2 Qualifica del conglomerato cementizio.....	7
3.1.3 Posa in opera e tolleranze esecutive	9
3.1.4 Casseforme, disarmo e stagionatura dei getti.....	11
3.1.5 Controlli in corso d'opera.....	14
3.1.6 Elementi e manufatti prefabbricati.....	17
3.2 ACCIAIO.....	17
3.2.1 Proprietà meccaniche	18
3.2.2 Controlli sull'acciaio	19
4. PARAMETRI DI PROGETTO	22
4.1 LIVELLI DI SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	22
4.2 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE.....	23
4.3 VALUTAZIONE DELLE AZIONI.....	23
4.4 AZIONE SISMICA	31
4.4.1 Parametri sismici di progetto.....	33
4.5 COMBINAZIONI DI CARICO	40
5. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE.....	43
5.1 COSTRUZIONI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO	43
5.1.1 Resistenze di calcolo	44
5.1.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	47
5.1.2.1 Dimensionamento armature longitudinali (verifica flessione)	47
5.1.2.2 Dimensionamento armature trasversali (verifica taglio)	48
5.1.2.3 Verifica a punzonamento.....	51
5.1.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	51
5.1.3.1 Verifica di fessurazione.....	52
5.1.3.2 Verifica delle tensioni di esercizio	53
5.2 MODELLI DI CALCOLO E DI VERIFICA STRUTTURALE	54
6. METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA.....	56
6.1 CRITERI PROGETTUALI E DI VERIFICA.....	56
6.2 ITERAZIONE E MODELLAZIONE TERRENO – FONDAZIONI	60
6.3 STIMA DEI CEDIMENTI.....	62
6.4 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	64
6.5 MODELLI DI CALCOLO E DI VERIFICA GEOTECNICA	69
7. RISULTATI DI CALCOLO	70
7.1 AMPLIAMENTO EDIFICIO FILTRI E TELECONTROLLO	70
7.1.1 Modello di calcolo.....	71
7.1.2 Sintesi dei risultati.....	74
7.1.3 Verifiche strutturali.....	98
7.1.4 Verifiche geotecniche.....	115
7.2 MURO DI CINTA A SERVIZIO DEL PIAZZALE ESTERNO ALL'EDIFICIO	118
8. VALUTAZIONE DEI RISULTATI E VALIDAZIONE DELLA MODELLAZIONE	125

ALLEGATO 2 – TABULATI DI CALCOLO:

- DATI DI INPUT.
- DATI DI OUTPUT.
- ANALISI MODALE.

1. Descrizione delle opere e loro rilevanza strutturale

La presente relazione riporta le verifiche e i dimensionamenti geotecnici e strutturali specificatamente relativi alla porzione in ampliamento dell'edificio filtri e telecontrollo prevista in attuazione con perizia suppletiva e modificativa di variante nell'ambito degli *"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"*.

La costruzione in oggetto è caratterizzata da uno schema strutturale a telaio in c.c.a. gettato in opera ai sensi del *paragrafo 7.4.3.1* delle NTC-2018 e sarà strutturalmente indipendente rispetto all'edificio di controllo originariamente previsto, mediante giunto strutturale in fondazione e distacco delle porzioni in elevazione.

E', altresì, prevista la realizzazione di un piccolo muro di cinta dell'area esterna a parcheggio con struttura a mensola.

L'intervento, dal punto di vista strutturale, per omogeneità con l'edificio di controllo nel suo complesso, può sempre essere classificato quale **intervento di nuova costruzione – opere in c.c.a.** ai sensi del *paragrafo 4.1* del D.M. 17.01.2018.

La **fondazione** della porzione in ampliamento e del muro di cinta farà, altresì, riferimento alle opere di fondazione superficiali di tipo diretto ai sensi del *paragrafo 6.4.2* delle NTC-2018.

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

Dal punto di vista amministrativo il fabbricato in progetto sarà realizzato 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 e s.m.i. (D.G.R. n. 6-887 del 30.12.2019).

Per quanto riguarda i parametri del terreno si rimanda a quanto già riportato nella relazione geotecnica e di calcolo strutturale allegata al progetto esecutivo. Trattandosi di ampliamento contiguo all'edificio filtri e controllo in progetto le caratteristiche geomeccaniche e stratigrafiche del terreno di fondazione possono essere, in tal senso, ritenute del tutto analoghe.

Per una descrizione di dettaglio dell'intervento progettualmente previsto si rimanda, infine, a quanto specificatamente riportato negli *Elaborati grafici* allegati alla perizia di variante.

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.
- 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 1995-1: Eurocodice 5 – Strutture in legno.
- 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 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.

- Deliberazione della Giunta Regionale 30 dicembre 2019, n. 6-887 – OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65-7656.
- D.G.R. 15 gennaio 2021, n. 5-2756 – Semplificazione degli adempimenti connessi alla gestione e controllo delle attività urbanistico edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico: adozione dell'elenco interventi “privi di rilevanza” nei riguardi della pubblica incolumità, lettera c), comma 1 art 94 bis, DPR 380/2001, e modalità di deposito delle medesime presso lo sportello unico edilizia.
- D.G.R. 26 novembre 2021, n. 10-4161 – D.P.R. 380/2001. Approvazione delle nuove procedure di semplificazione attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico. Revoca delle D.G.R. 49-42336/1985, 2-19274/1988, 61-11017/2003, 4-3084/2011, 7-3340/2012, 65-7656/2014, 4-1470/2020, 14-2063/2020 e sostituzione dell'Allegato alla D.G.R. 5-2756 del 15 gennaio 2021.
- 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. (D.G.R. N. 6-887 DEL 30.12.2019); 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 confezionamento 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/m³. 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 possenga 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 $\frac{1}{4}$ 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 DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE:**
 - 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/mm²;
 - classe di consistenza al getto: S4;
 - contenuto minimo di cemento: 320 kg/m³;
 - D_{max} dell'aggregato: 25/28 mm;
 - copriferro minimo nominale: 40/50 mm; 90/100 mm per eventuali getti controterra.
- **CALCESTRUZZO DESTINATO A GETTI IN OPERA DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE (PILASTRI, TRAVI, CORDOLI E SOLAIO E MURO DI CINTA)**
 - calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
 - classe di esposizione e durabilità: XC1/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/mm²;

- classe di consistenza al getto: S4;
- contenuto minimo di cemento: 320 kg/m³;
- Dmax dell'aggregato: 25 mm;
- copriferro minimo nominale: 30/40 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 organizzate 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: $S = \pm 2,0 \text{ cm}$
- dimensioni in pianta: $S = \pm 2,0 \text{ cm}$
- dimensioni in altezza (superiore) $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- quota altimetrica estradosso $S = \pm 1,0 \text{ cm}$

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

- posizionamento rispetto alle coordinate e/o allineamenti di progetto: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- dimensione in pianta: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- spessore muri, pareti, spalle: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- quota altimetrica sommità: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- verticalità per $H \leq 600 \text{ cm}$ $S = \pm 1,0 \text{ cm}$
- verticalità per $H > 600 \text{ cm}$ $S = \pm H/12$

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

- spessore: $S = \pm 0,5 \text{ cm}$
- quota altimetrica estradosso: $S = \pm 1,0 \text{ cm}$

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 provvisorie 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 cassetta 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 m³ 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 m³ 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 m³ 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 dritta 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 $\frac{1}{4}$ 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** ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 50 \text{ mm}$), rotoli ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$);
- prodotti raddrizzati ottenuti da rotoli ammessi senza limitazioni con diametri $\leq 16 \text{ mm}$;
- **reti elettrosaldate tipo B450C**;
- tralicci elettrosaldati.

Le strutture in carpenteria metallica per parapetti, grigliati, profilati, tubolari, lamiere, 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 di classe di resistenza minima 8.8 e dotate di marcatura CE.

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.

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

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

4. Parametri di progetto

4.1 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, ai fini della definizione dei livelli di sicurezza e delle prestazioni attese, alla costruzione in progetto sono stati attribuiti i seguenti parametri:

- vita nominale: $V_N \geq 50$ anni
- classe d'uso: classe II
- coefficiente d'uso della costruzione: $c_u = 1,0$
- periodo di riferimento azione sismica: $V_R \geq 50$
- stati limite considerati nelle verifiche, in relazione all'azione sismica:
 - **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%.

In riferimento al paragrafo 7.2.2 delle N.T.C. la costruzione in progetto, soggetta all'azione sismica, essendo sostanzialmente priva di specifici dispositivi di dissipazione, sarà verificata 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 del fabbricato.

4.2 Organizzazione strutturale

Come indicato al *Capitolo 1*, il fabbricato in ampliamento progetto farà riferimento ad una tipologia strutturale a telaio, secondo tecniche realizzative consolidate e di comprovata validità. In particolare la costruzione in esame sarà sostanzialmente caratterizzata da strutture interrrate realizzate in c.c.a. gettato in opera con forma e geometria regolare (simmetrica) sia in pianta che in elevazione, costituita da fondazioni continue di tipo diretto mutuamente vincolate ai pilastri in elevazione con vincolo di tipo ad incastro. La soletta di copertura è prevista con solaio in laterocemento e relative travi e cordoli in c.c.a. gettato in opera.

Il muro di cinta è di tipo a mensola, con ciabatta di fondazione e paramento in c.c.a..

4.3 Valutazione delle azioni

Le azioni considerate ai fini dei dimensionamenti strutturali della costruzione 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) spinta delle terre a tergo delle opere, valutata in condizioni sismiche;
- 5) azione del vento;
- 6) azione della neve;
- 7) 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..

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.: $\gamma_{cls} = 25,0 \text{ kN/m}^3$;
- strutture in muratura semipiena in cls: $\gamma_{mur} = 20,0 \text{ kN/m}^3$;
- solaio in laterocemento sp. 25+5 / 26+4: $3,90 \text{ kN/m}^2$;

2) **Carichi permanenti portati**

Sono considerati carichi permanenti non strutturali o portati i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli pertinenti ad apparecchiature e organi di manovra e regolazione elettromeccanica, impianti vari, rivestimenti, sottofondi, massetto delle pendenze della copertura piana, pavimentazioni, ecc.. Essi sono stati valutati sulla base delle dimensioni effettive dell'opera 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.

Si riporta, in particolare, la stima dei carichi permanenti portati solaio di copertura dell'ampliamento (G2):

G2	impermeabilizzazione bituminosa ardesiata autoprotetta	0,05
G2	protezione in piastre di cls e graniglia sp. 3/4 cm	0,80
G2	isolamento termico in eps sp. 14 cm	0,30
G2	barriera al vapore	0,00
G2	massetto delle pendenze in cls sp. medio 10 cm	2,30
G2	intonaco interno sp. 1,5 cm	0,30
G2	impianto fotovoltaico	0,25
		<u><u>4,00</u></u>

3) **Azioni variabili:**

Sono costituite dai sovraccarichi verticali uniformemente distribuiti e definiti con riferimento alla *tabella 3.1.II del D.M. 17.01.2018 (N.T.C.)*. L'edificio in ampliamento sarà, in particolare, soggetto ad un sovraccarico pari a $2,00 \text{ kN/m}^2$ riferito al piano terra e a $2,00 \text{ kN/m}^2$ riferito al solaio di copertura.

4) **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 rinfiango. 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 nella *tabella 6 del paragrafo 4.1*.

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 rinfiango (applicata sulle pareti laterali dei manufatti e delle opere interrato):

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:

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

dove:

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

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

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:

β_m = 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 $k_h W$ in orizzontale e $\pm k_v W$ 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 linearmente sulle pareti delle strutture, con intensità pari a:

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

I **muri di sostegno** e/o le **pareti controterra** 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.

5) **Azione del vento**

Per quanto riguarda l'azione del vento, essa sarà agente esclusivamente nei confronti del nuovo edificio filtri e controllo irriguo ed è stata ricondotta ad un'azione statica equivalente secondo l'espressione fornita al *paragrafo 3.3.4 delle N.T.C. e relativa Circolare n. 7/2019*:

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

dove:

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

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

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, per il caso in esame, pari a 50 anni (vita nominale di progetto):

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

dove c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

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

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

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

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

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/m³.

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

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

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

dove:

z è l'altezza sul suolo della costruzione, pari a 5,0 m per l'edificio filtri;

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, coincidente con la categoria III;

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

Per l'edificio filtri e regolazione si hanno, quindi, i seguenti parametri di calcolo:

altitudine: 530 m s.l.m.; $z_{\min} = 5$ m; $z_0 = 0,1$ e $k_r = 0,2$; $c_e \cong 1,71$;

- 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).

L'azione del vento sulle **pareti laterali** della costruzione sarà, quindi, pari a:

Azione sopravento: $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,39_{(T_r=50 \text{ anni})} \cdot 1,71 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cong 0,55 \text{ kN/m}^2$

Azione sottovento: $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,39_{(T_r=50 \text{ anni})} \cdot 1,71 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cong -0,33 \text{ kN/m}^2$

L'azione del vento sulla **copertura** della costruzione sarà, invece, pari a:

Azione sopravento: $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,39_{(T_r=50 \text{ anni})} \cdot 1,71 \cdot 1,06 \cdot 1,0 \cong 0,71 \text{ kN/m}^2$

Azione sottovento: $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,39_{(T_r=50 \text{ anni})} \cdot 1,71 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cong -0,45 \text{ kN/m}^2$

6) Azione della neve

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 assunto con un tempo di ritorno pari a 50 anni (vita nominale di progetto) che, per strutture ricadenti nella Zona geografica 1 – Alpina (Provincia di Cuneo), assume i seguenti valori:

$$q_{sk} = 1,50 \cdot 1,14 \text{ kN/m}^2 \quad \text{per } a_s < 200 \text{ m s.l.m.}$$

$$q_{sk} = 1,39 \cdot 1,14 \cdot [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad \text{per } a_s > 200 \text{ m s.l.m.}$$

con a_s pari all'altitudine misurata in m s.l.m. del sito di calcolo ed assunta pari a circa 535 m s.l.m. con riferimento alla costruzione in progetto con i presenti 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 copertura piana, è prudenzialmente assunto pari a 1,0;
- C_E e C_t rappresentano rispettivamente il coefficiente di esposizione e il coefficiente termico; il primo, per il caso in esame, relativo all'edificio tecnico, in riferimento al

paragrafi 3.4.4 delle N.T.C. assume un valore di 1,0. Il secondo invece, in riferimento al paragrafo 3.4.5 delle N.T.C. viene posto uguale a 1,0.

Si avrà, pertanto, il seguente carico neve di progetto:

Carico neve di progetto: $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 1,0 \times 2,14 \text{ (Tr 50 anni)} \times 1,0 \times 1,0 \approx 2,2 \text{ kN/m}^2$

4.4 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:

$0 \leq T < T_B$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$
$T_C \leq T < T_D$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

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 valore 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:

$0 \leq T < T_B$	$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$
$T_C \leq T < T_D$	$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

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_0 , 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.

4.4.1 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. La determinazione dei parametri di riferimento dell'azione sismica è stata effettuata in relazione al Comune amministrativo di riferimento (Comune di Pianfei), quale prevalente nell'ambito dello sviluppo della rete irrigua in progetto. 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: 7.7125°; Latitudine: 44.3730°
- categoria del sottosuolo: C (*)
- categoria topografica: T1
- amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$
- amplificazione topografica: $S_T = 1,0$

(*) Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 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_0 [-]	T_C^* [s]
30	0.030	2.478	0.197
50	0.038	2.545	0.212
72	0.045	2.537	0.230
101	0.052	2.551	0.242
140	0.058	2.568	0.256
201	0.067	2.561	0.271
475	0.091	2.572	0.295
975	0.113	2.623	0.309
2475	0.147	2.704	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_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.030	2.478	0.197
SLD	50	0.038	2.545	0.213
SLV	475	0.091	2.572	0.295
SLC	975	0.113	2.623	0.309

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
7.7125

LATITUDINE
44.373

☒ 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

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 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	30
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	50
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	475
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	975

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLD info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C info

Categoria topografica T1 info

$S_s =$

$h/H =$ (h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$C_D =$ info

$S_T =$ info

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%)

$\eta =$ info

Fattore q_o

Regol. in altezza si info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q

$\eta =$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLE VITA UTILE (SLV)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLV [info](#)

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C [info](#)
 Categoria topografica T1 [info](#)

$S_s =$ 1.500 [info](#)
 $h/H =$ 1.000 [info](#)
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$C_c =$ 1.571 [info](#)
 $S_T =$ 1.000 [info](#)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)
☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%) 5 [info](#)
 Fattore q_s 1 [info](#)

$\eta =$ 1.000 [info](#)
 Regol. in altezza si [info](#)

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1.5 $\eta =$ 0.667 [info](#)

Elaborazioni

[Grafici spettri di risposta](#)

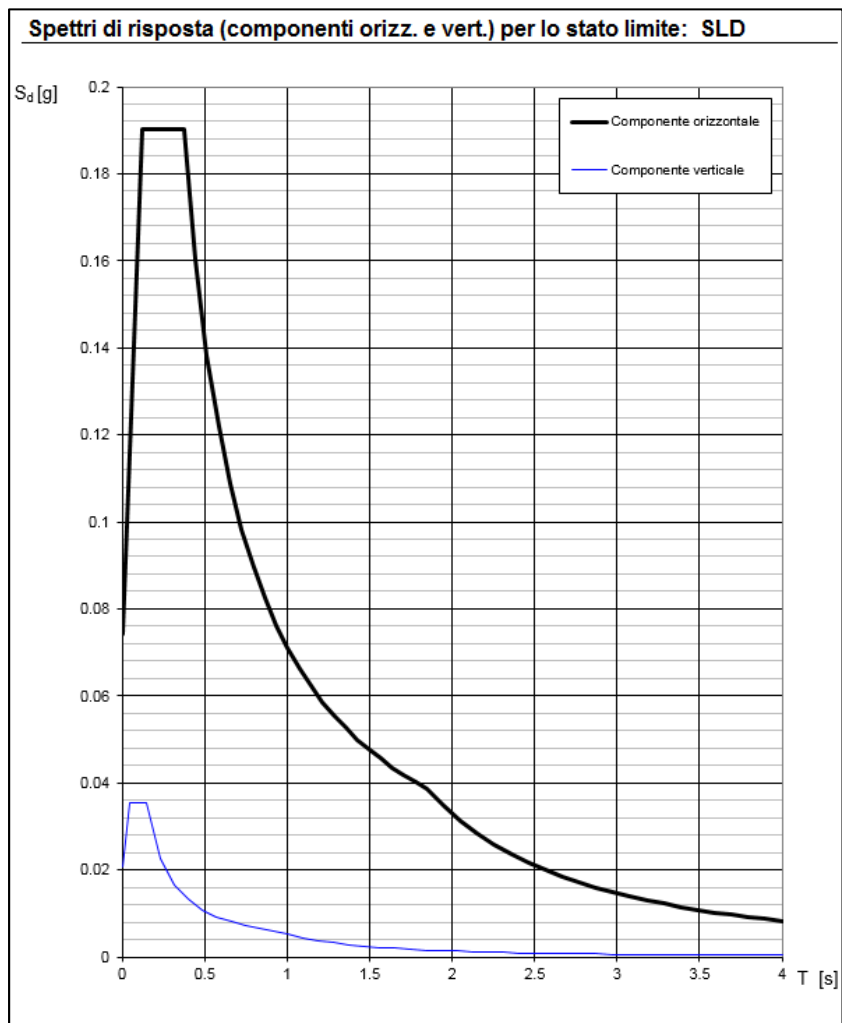
[Parametri e punti spettri di risposta](#)

Spettro di progetto - componente orizzontale

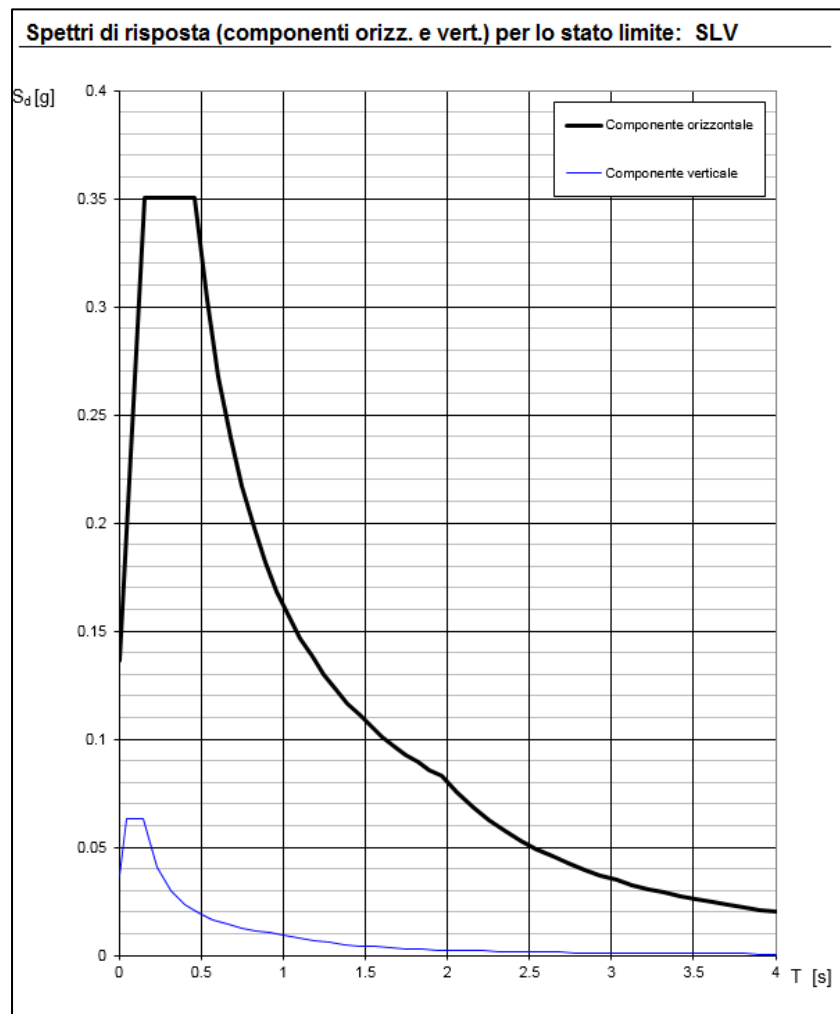
Spettro di progetto - componente verticale

Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLD	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLD																																																
Parametri indipendenti <table> <tr><th>STATO LIMITE</th><th>SLD</th></tr> <tr><td>a_q</td><td>0.038 g</td></tr> <tr><td>$F_{0.1}$</td><td>2.545</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.213 s</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>C_C</td><td>1.750</td></tr> <tr><td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.000</td></tr> </table> Parametri dipendenti <table> <tr><td>S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>η</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.124 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.372 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.753 s</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLD	a_q	0.038 g	$F_{0.1}$	2.545	T_C	0.213 s	S_S	1.500	C_C	1.750	S_T	1.000	q	1.000	S	1.500	η	1.000	T_B	0.124 s	T_C	0.372 s	T_D	1.753 s	Parametri indipendenti <table> <tr><th>STATO LIMITE</th><th>SLD</th></tr> <tr><td>a_{qv}</td><td>0.010 g</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.050 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.150 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.000 s</td></tr> </table> Parametri dipendenti <table> <tr><td>F_v</td><td>0.672</td></tr> <tr><td>S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>η</td><td>0.667</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLD	a_{qv}	0.010 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	F_v	0.672	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLD																																																
a_q	0.038 g																																																
$F_{0.1}$	2.545																																																
T_C	0.213 s																																																
S_S	1.500																																																
C_C	1.750																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.500																																																
η	1.000																																																
T_B	0.124 s																																																
T_C	0.372 s																																																
T_D	1.753 s																																																
STATO LIMITE	SLD																																																
a_{qv}	0.010 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																																																
F_v	0.672																																																
S	1.000																																																
η	0.667																																																



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_q	0.091 g
$F_{0.1}$	2.572
T_C	0.295 s
S_S	1.500
C_C	1.571
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.155 s
T_C	0.464 s
T_D	1.963 s

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{qv}	0.037 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	1.046
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 SLD: $a_g = 0,038 \text{ g}$.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLV: $a_g = 0,091 \text{ g}$.
- accelerazione sismica orizzontale massima di progetto a SLV (***pericolosità sismica di progetto a SLV***): $a_{g,SLV} = S_s \times S_T \times a_{g,SLV} = 1,5 \times 1,0 \times 0,091 \text{ g} \cong 0,137 \text{ g}$.

4.5 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):

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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 G_2 .

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.

Relativamente all'azione sismica AE, 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.

Si considerano, in particolare, 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 presenti sull'intera struttura in occasione del sisma. In particolare nella “combinazione sismica” potrà essere considerata esclusivamente l'azione

variabile prevalente, ovvero dominante, associata al sovraccarico agente ed applicando il pertinente coefficiente di combinazione previsto dalla *tabella 2.5.I o 5.1.VI* delle N.T.C.-2018, ampiamente ragionevole e giustificato per via della ridottissima probabilità di evento sismico in concomitanza al sovraccarico variabile massimo.

Si evidenzia che per la determinazione degli effetti dell'azione sismica, in relazione a quanto previsto dal *paragrafo 5.1.3.12 delle N.T.C.-2018*, si è fatto riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai sovraccarichi accidentali.

5. Metodi di analisi e criteri di verifica strutturale

5.1 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:

$$R_d \text{ (Resistenza di progetto)} > E_d \text{ (Effetto delle azioni di progetto)}$$

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..

5.1.1 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 resistenze, 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 strutturale 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 all'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:

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

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

Acciaio per c.a. B450C controllato in stabilimento:

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

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:

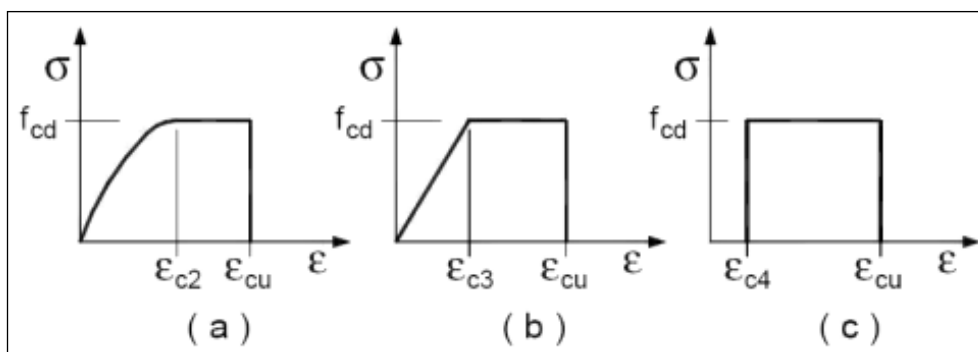


Figura 4 - Modelli di calcolo tensione-deformazione per il calcestruzzo.

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

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

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)):

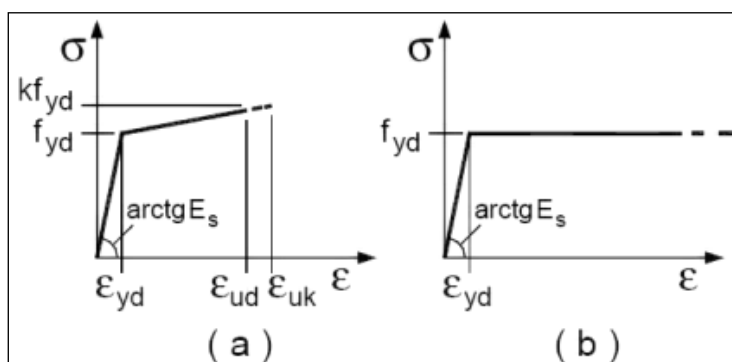


Figura 5 - Modelli di calcolo σ - ϵ per l'acciaio.

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.

5.1.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

5.1.2.1 Dimensionamento armature longitudinali (verifica flessione)

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

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

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 6):

$$C + S' = S$$

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

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

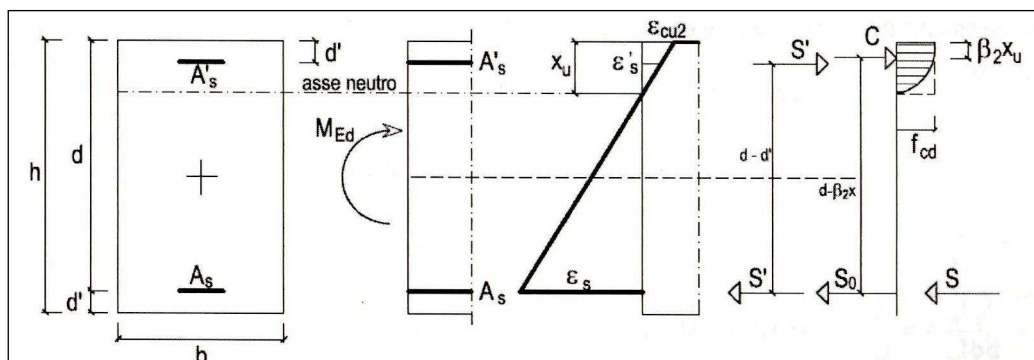


Figura 6.

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 6*):

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

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.

5.1.2.2 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 7*).

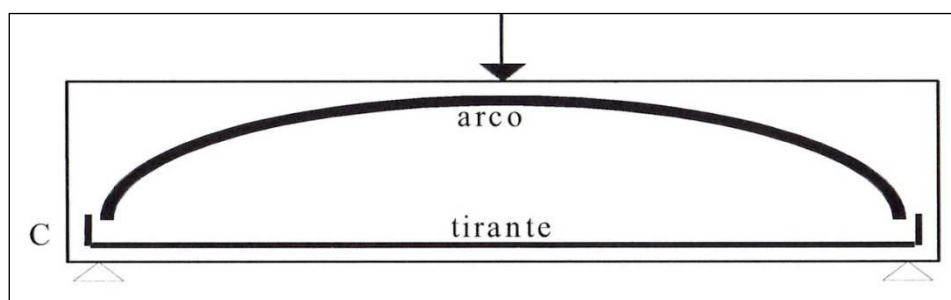


Figura 7.

Perché il meccanismo arco-tirante sia efficace alle estremità della trave deve essere presente un'adeguata 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 .

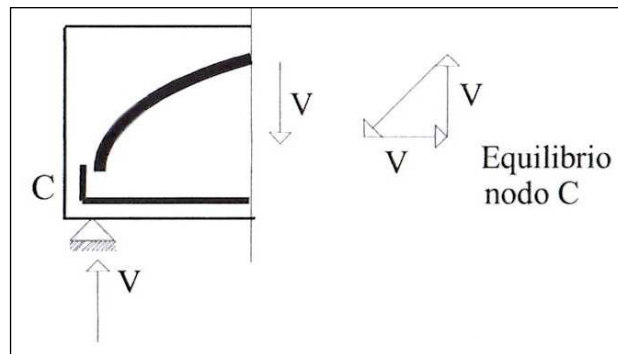


Figura 8.

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):

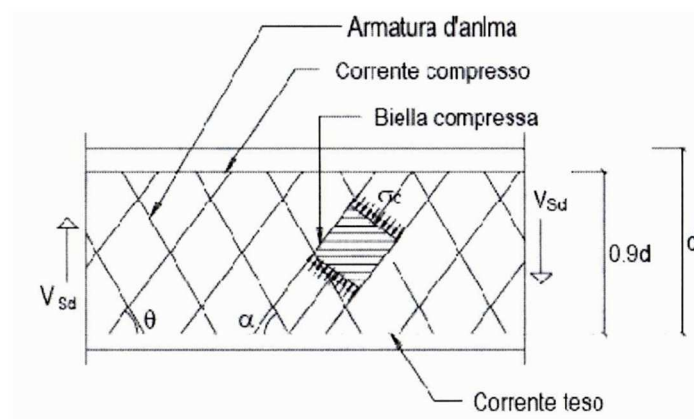
$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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 – figure 9 e 10*).



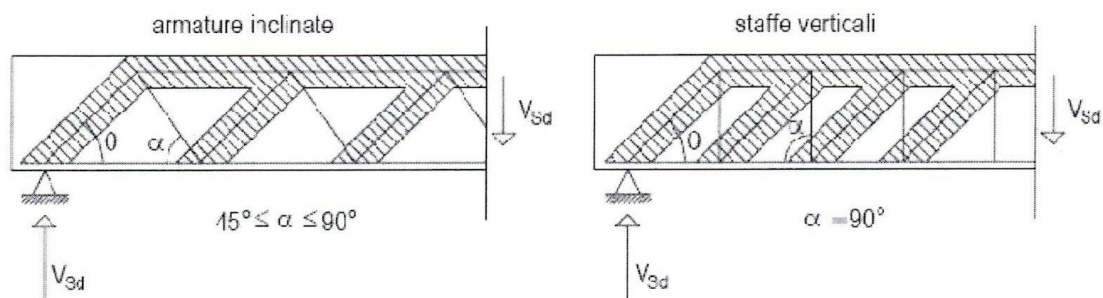


Figure 9 e 10.

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

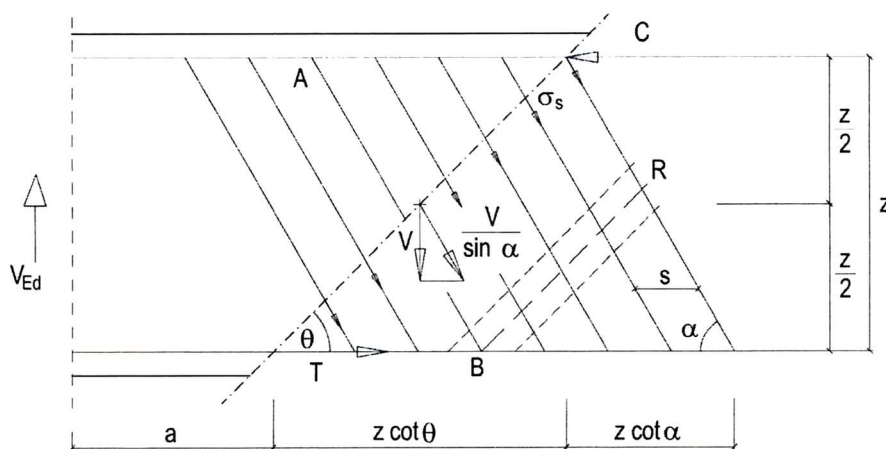


Figura 11.

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:

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

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:

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

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

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

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.

5.1.2.3 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 fornire 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.

5.1.3 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 fruibilità, 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 precomprese 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.

5.1.3.1 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:

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

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 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.

5.1.3.2 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/mm². 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.

5.2 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 dell'edificio filtri e controllo irriguo, sono stati effettuati tramite il codice di calcolo numerico agli elementi finiti *Midas Gen 2021, 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) e a trave (beam) 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.

Il solaio di copertura è stato, invece, calcolato e verificato mediante fogli di calcolo

semplificati in accordo alle N.T.C..

Le verifiche del muro di sostegno del piazzale sono state, invece, eseguite con foglio di calcolo semplificato conformemente alle N.T.C.

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..

6. 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 dell'opera e la classe d'uso (*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 50 anni ed una classe d'uso II, così come indicato al *paragrafo 5.1* della presente relazione.

6.1 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

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

dove:

- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;
- R_d 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 del terreno, 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): $Q_d = \gamma_Q \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

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

Coefficienti parziali per le Resistenze

$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ 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_Q	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.L Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{ϕ}

Tabella 6 – 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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_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 7 – 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 8.1 – 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 8.2 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per i muri di sostegno.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 8.3 – 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 6, 7, 8 (8.1 / 8.2 / 8.3), 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 6 e 7* per le azioni e i parametri geotecnici e nella *tabella 8.3* 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 6 e 7*, 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 $E_d \leq R_d$ (1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Si evidenzia che relativamente ai pozzetti e ai manufatti a sezione scatolare 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 6, 7 e 8.3.*

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la Combinazione (A1, M1, R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 6, 7 e 8.2.*

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.

6.2 Iterazione e modellazione terreno – fondazioni

La costruzione in ampliamento previste in perizia di variante è costituita da fondazione di tipo diretto assimilabile alla tipologia “a platea”, in grado di distribuire ottimamente ed in maniera uniforme le sollecitazioni trasmesse dalle azioni di calcolo. L'iterazione tra detta struttura 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 $k_w [F/L^3]$ 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, il valore della costante di sottofondo stimato secondo le modalità sopra descritte e assunto nei calcoli, comprensivo di un coefficiente di sicurezza pari a 3,0:

Manufatti e opere in progetto	Stima costante di sottofondo [kN/m ³]
Edificio filtri e controllo irriguo – locale in ampliamento	≅ 10000

Tabella 9 – Costante di sottofondo applicata per la modellazione del terreno
Della porzione di edificio in ampliamento prevista in perizia di variante.

6.3 Stima dei cedimenti

Per quanto riguarda la **stima dei cedimenti a lungo termine** considerata la profondità media di imposta della fondazione, si potrà fare riferimento al metodo di *Burland and Burbridge (1985)*, valido per terreni incoerenti sulla scorta dei risultati desunti dalle prove penetrometriche dinamiche (N_{spt}) effettuate e in funzione delle dimensioni della platea e del suo approfondimento medio:

$$\delta = \sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c \quad [mm]$$

dove:

- δ è il cedimento di calcolo, a lungo termine;
- I_c è l'indice di compressibilità, correlato al valore N delle prove penetrometriche dinamiche e pari a: $1,7 / N^{1,4}$; a tal proposito si evidenzia che il valore di N_{spt} 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/m² (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:

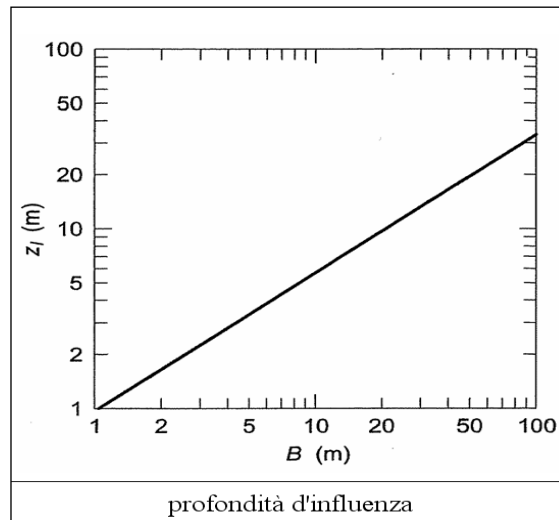


Figura 12 – Grafico per la determinazione della profondità d'influenza in funzione della larghezza della fondazione.

Per quanto riguarda, invece, la **stima dei cedimenti immediati** 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 13*).

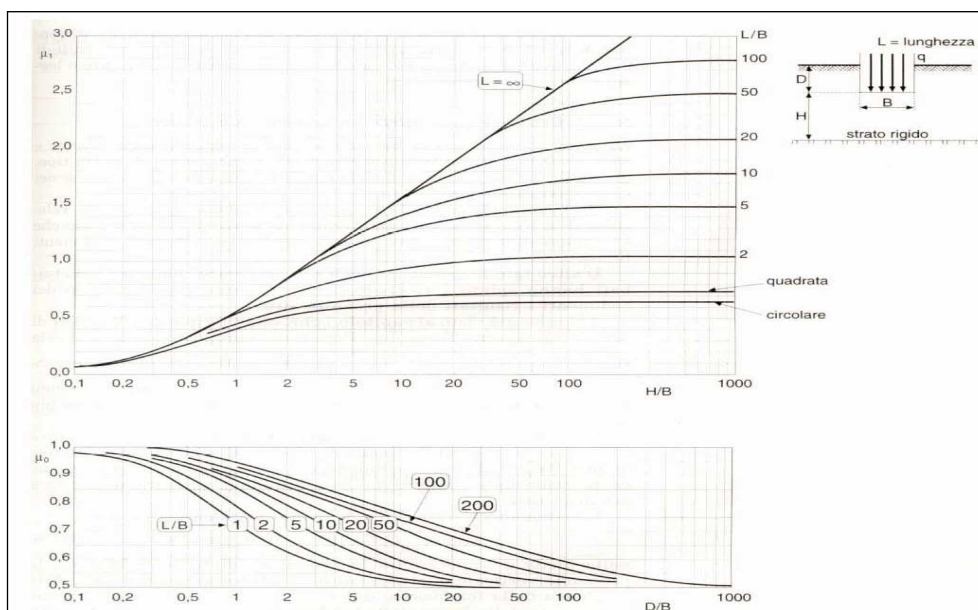


Figura 13 – Coefficienti di forma e di profondità per il calcolo del cedimento immediato.

6.4 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 $45^\circ + \varphi/2$ 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 $\varphi > 0$ o di cerchio per $\varphi = 0$, 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 $45^\circ - \varphi/2$; sulla superficie di questa zona agisce, con effetto stabilizzante, il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione ed altri eventuali sovraccarichi.

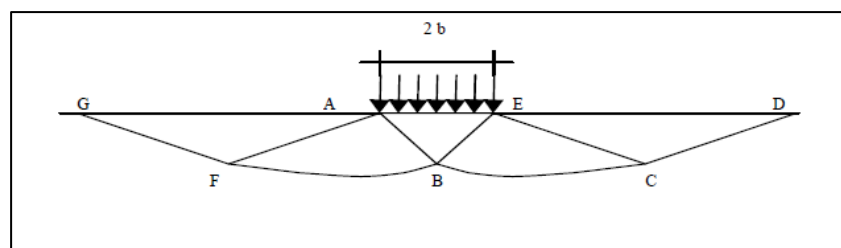


Figura 14 – Schema teorico del comportamento del terreno di fondazione.

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:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d 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 R_d 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:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \cdot \tan \varphi \text{ e } c_{rid} = \frac{2}{3} \cdot c$$

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:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'}$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$$

Formula di Brinch – Hansen (1970)

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:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

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):

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi' \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

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:

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'} \quad b_\gamma = b_q$$

con α = angolo di inclinazione del piano di fondazione.

Fattore di inclinazione del terreno (piano campagna):

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi'} \quad g_\gamma = g_q$$

con ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

6.5 Modelli di calcolo e di verifica geotecnica

La modellazione e le verifiche geotecniche sono state effettuate mediante il codice di calcolo numerico agli elementi finiti *Midas Gen 2021*, utilizzato per la modellazione strutturale.

I risultati relativi alla stima dei cedimenti della fondazione 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.

Le verifiche del muro di sostegno del piazzale sono state, invece, eseguite con foglio di calcolo semplificato conformemente alle N.T.C.

7. Risultati di calcolo

Il presente capitolo riporta i risultati di calcolo e di dimensionamento geotecnico-strutturale a stato limite ultimo e di esercizio pertinenti alla porzione in ampliamento dell'edificio di controllo, così come descritto 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 e s.m.i. (D.G.R. n. 6-887 del 30.12.2019).

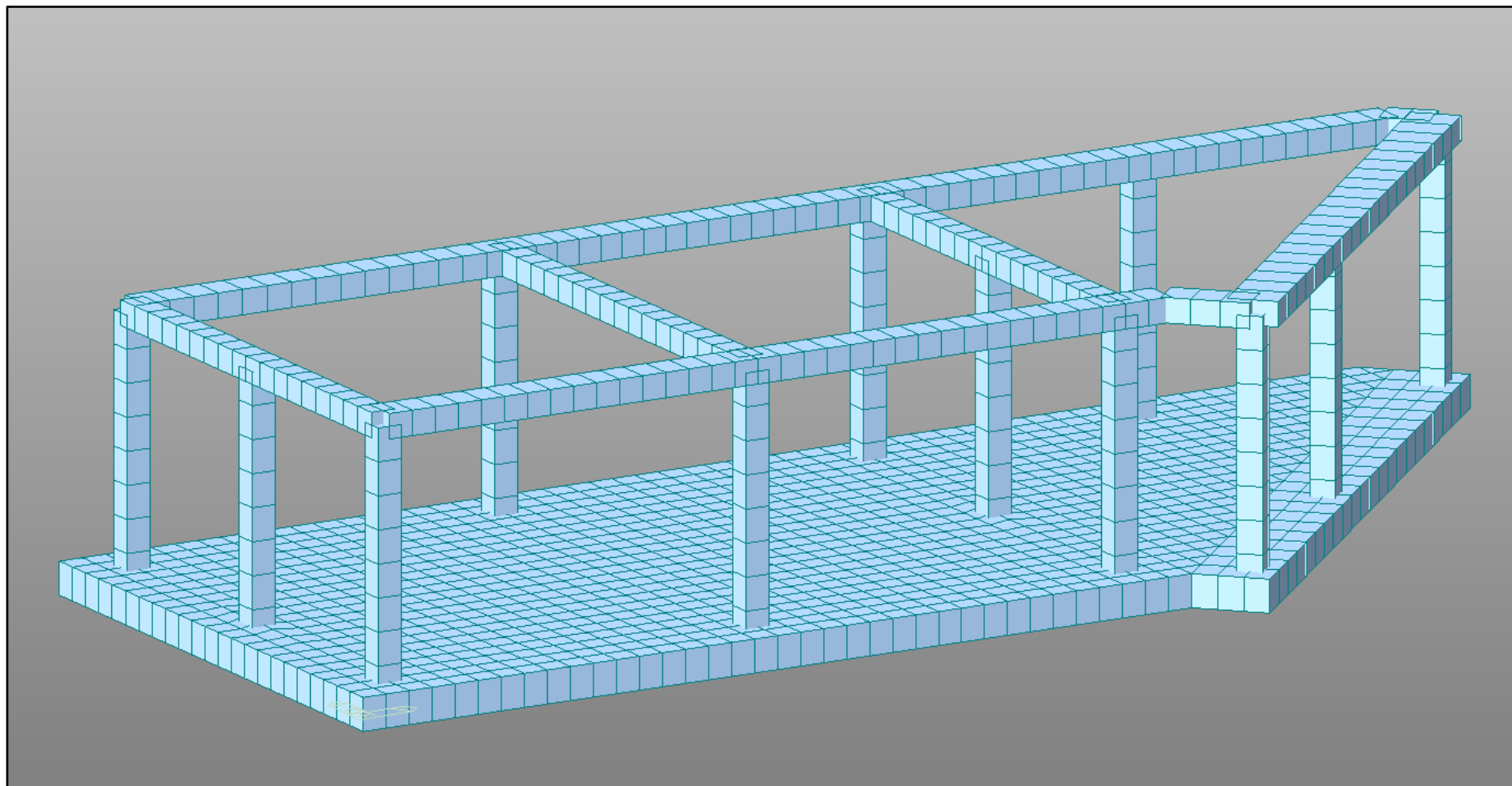
7.1 Ampliamento edificio filtri e telecontrollo

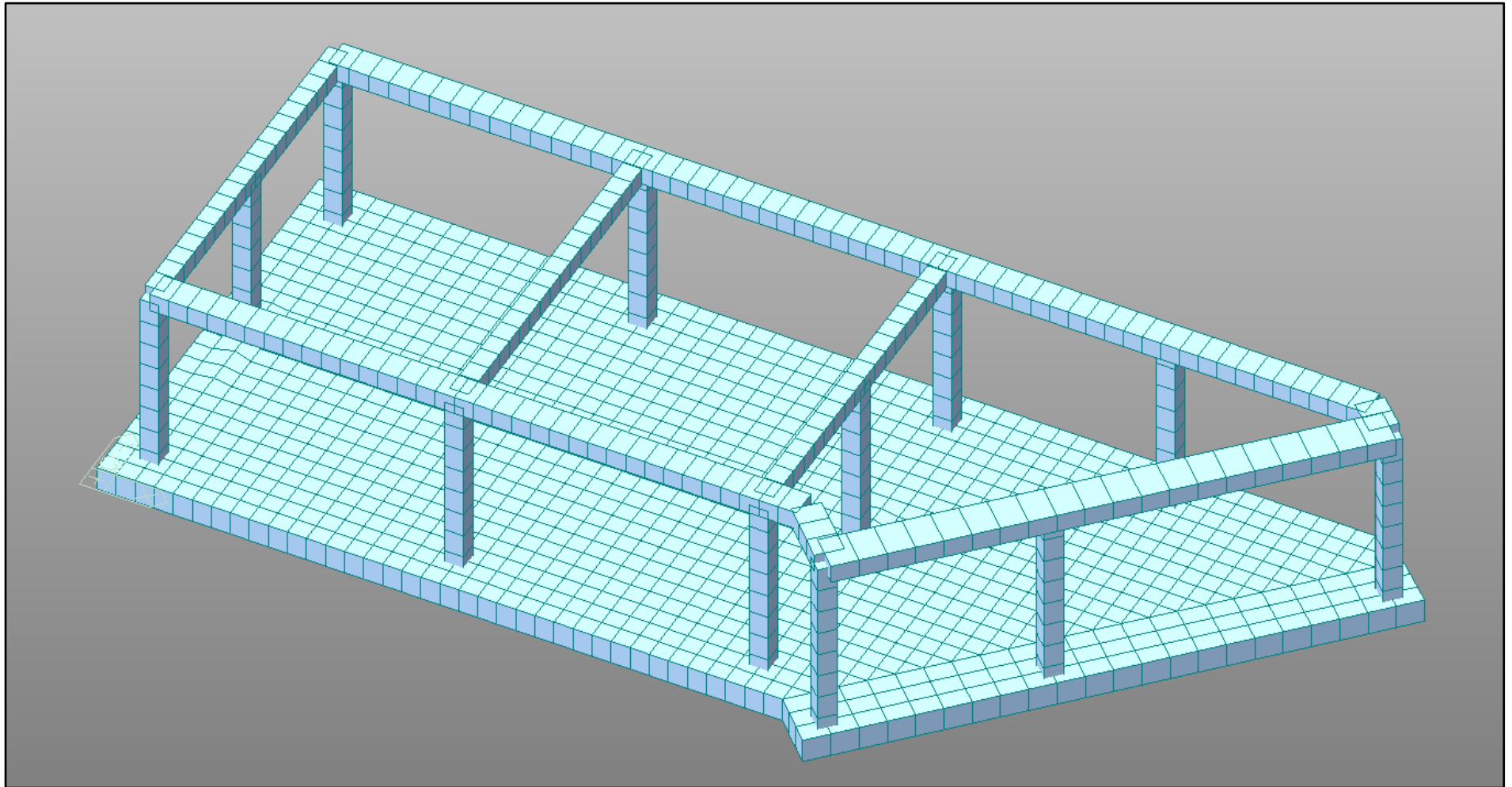
La porzione in ampliamento dell'edificio filtri e controllo verrà realizzata con platea di fondazione in c.c.a. di spessore pari a 40 cm, con dimensioni in pianta di m 10,8/17,0 x 6,8 circa, dotata di sufficiente rigidezza in modo tale da distribuire in modo omogeneo le pressioni trasmesse dalle strutture soprastanti. L'edificio presenta altezza in gronda pari a circa 3,0 m.

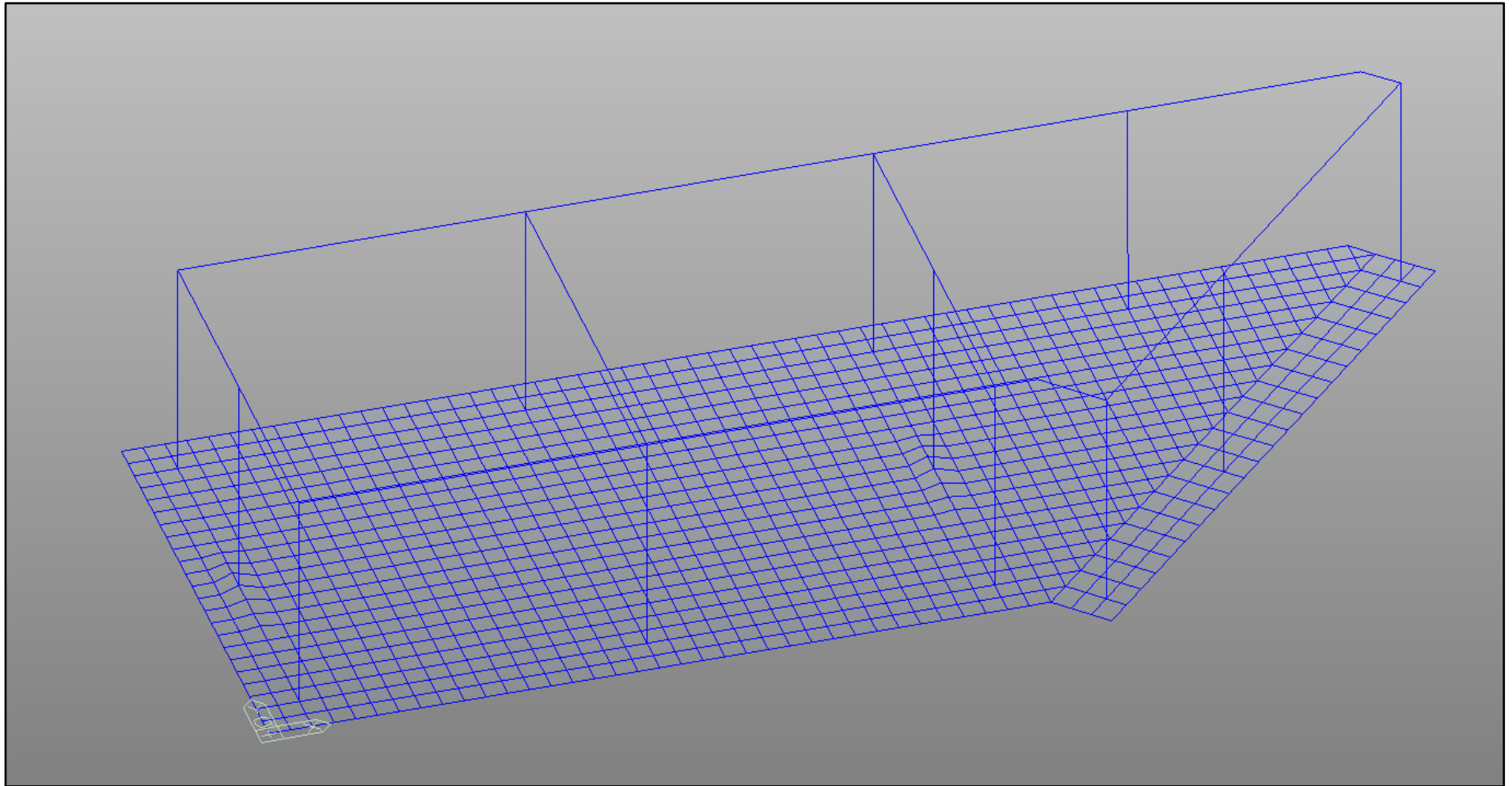
La struttura in elevazione sarà di tipo a telaio, con pilastri in c.c.a. di sezione cm 30x30 e travi principali in c.c.a. di sezione pari a cm 45x30 e secondarie con sezione di cm 30x30; il tamponamento perimetrale è previsto sempre in muratura in blocchi in cls di spessore pari a 25 cm. La copertura del locale verrà realizzata con solaio in laterocemento con soletta collaborante in c.c.a. in opera. La costruzione sarà strutturalmente indipendente rispetto all'edificio filtri e controllo con copertura in legno, mediante giunti strutturali sia in fondazione che in elevazione o con distacco strutturale degli elementi in elevazione. Per i dettagli costruttivi si rimanda agli specifici elaborati grafici di perizia (*Tavv. n. 12, 13, 14.1 e 14.2*).

Vengono, quindi, nel seguito riportati i principali risultati di calcolo, con l'involuppo delle sollecitazioni massime e le relative verifiche a **stato limite ultimo e a stato limite di esercizio**.

7.1.1 *Modello di calcolo*

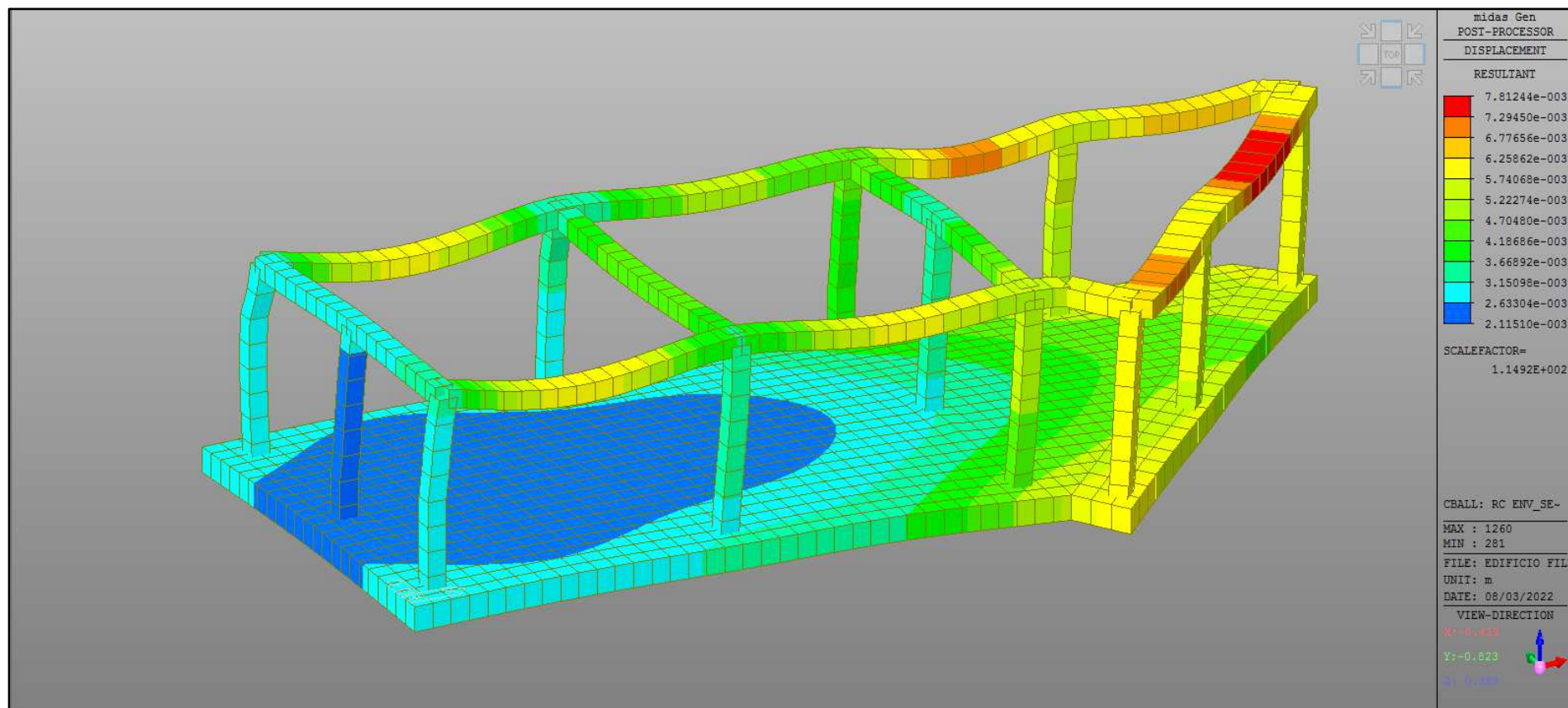




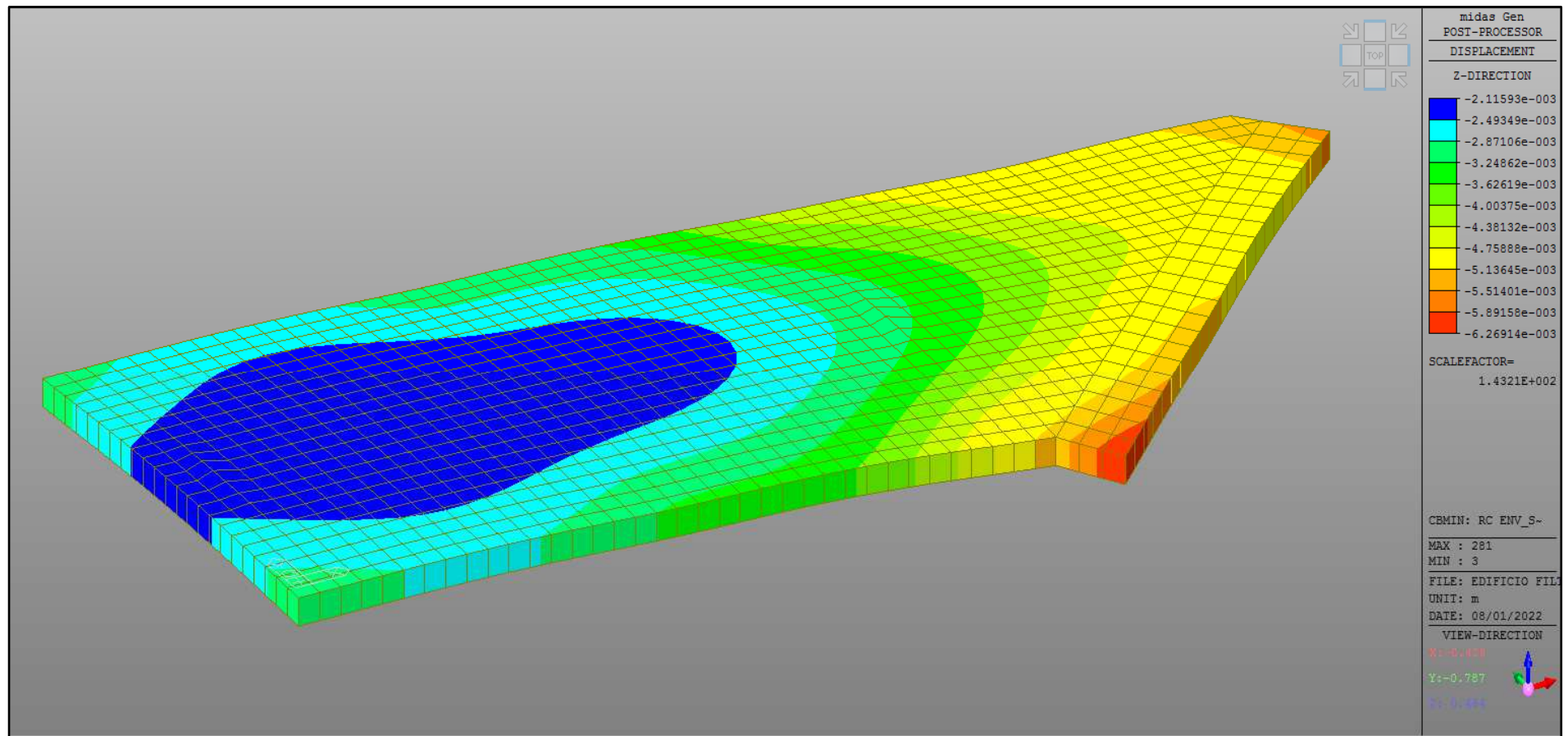


7.1.2 Sintesi dei risultati

DEFORMATA GLOBALE A SLE

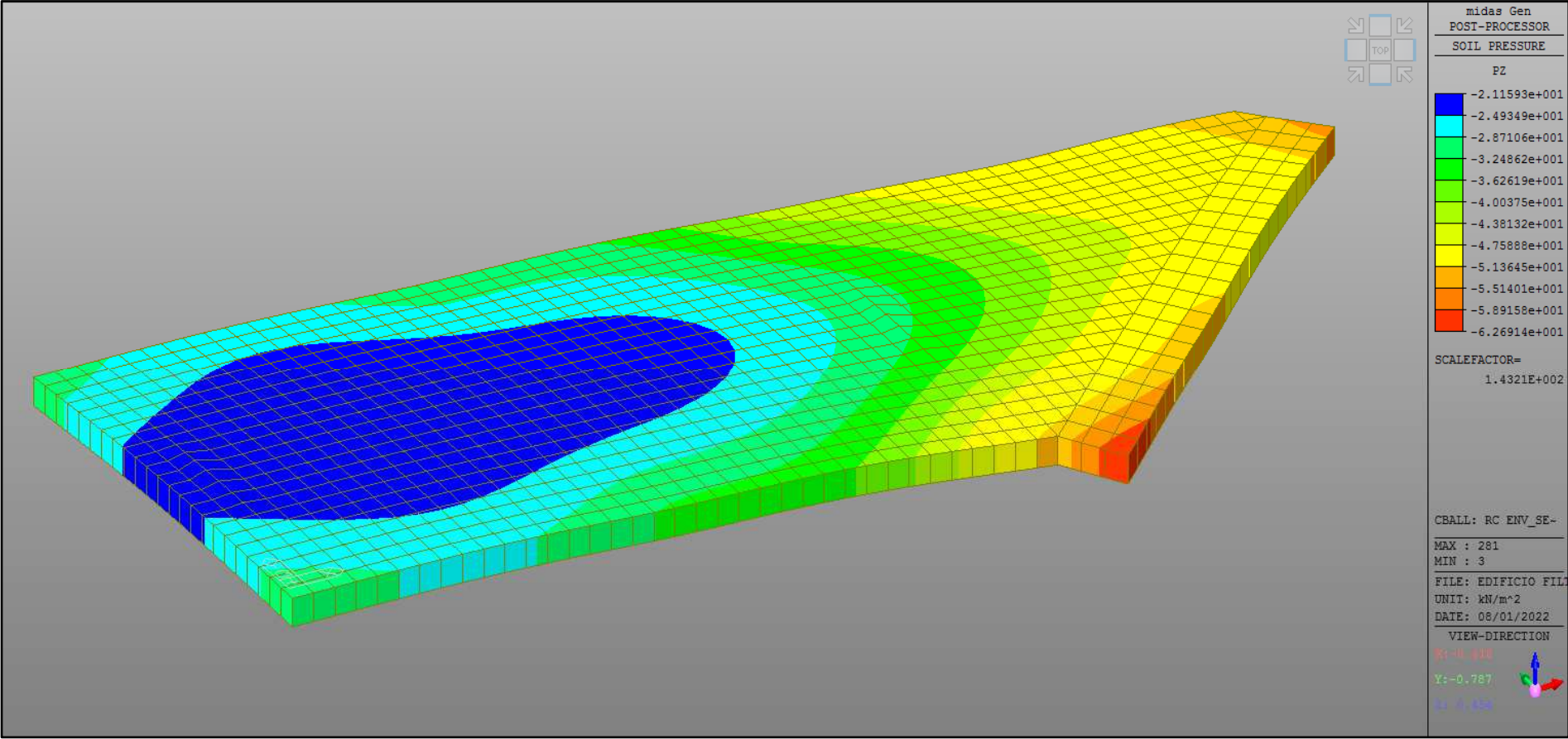


CEDIMENTI IN FONDAZIONE

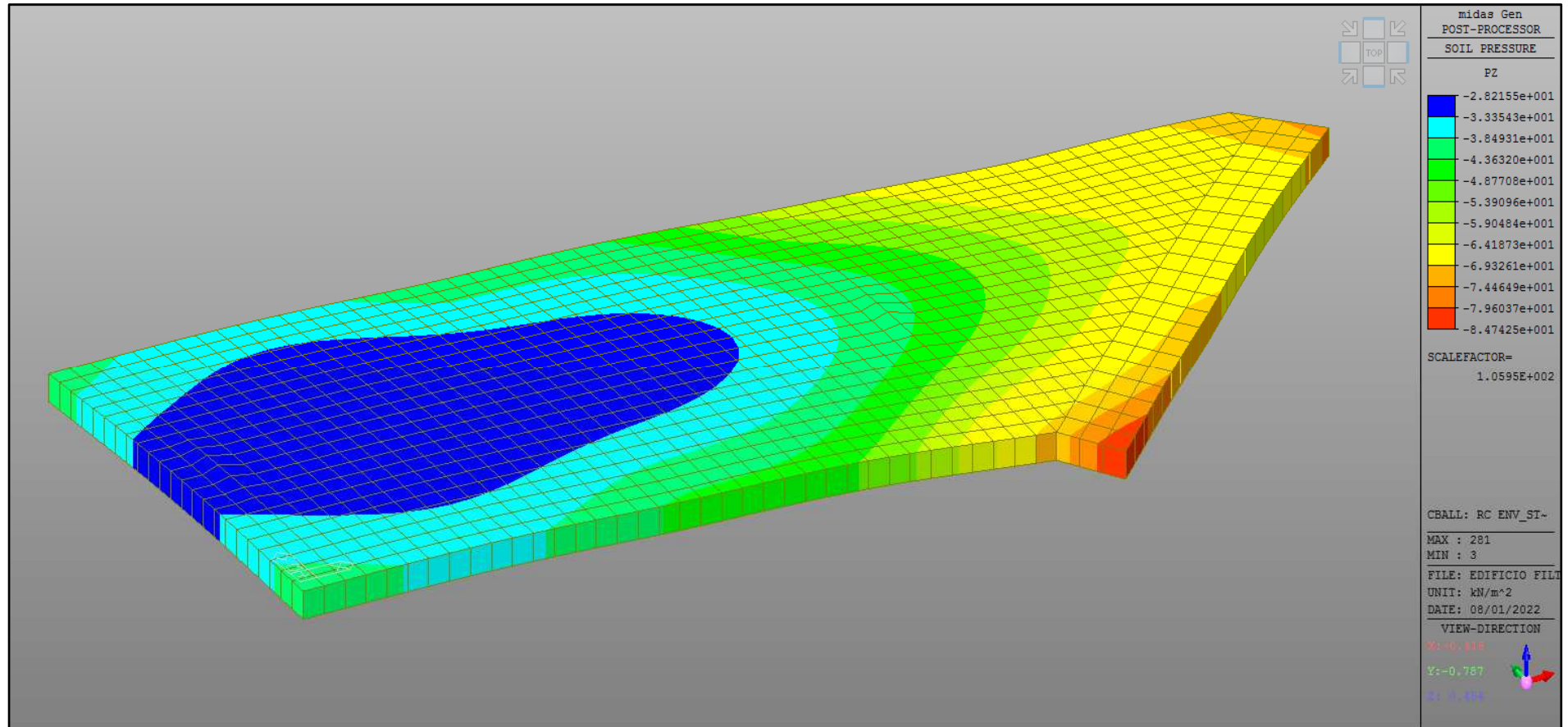


Il cedimento immediato massimo atteso in fondazione a stato limite di esercizio risulta di pochi millimetri (circa 4/5 mm).

PRESSIONI TRASMESSE IN FONDAZIONE A SLE

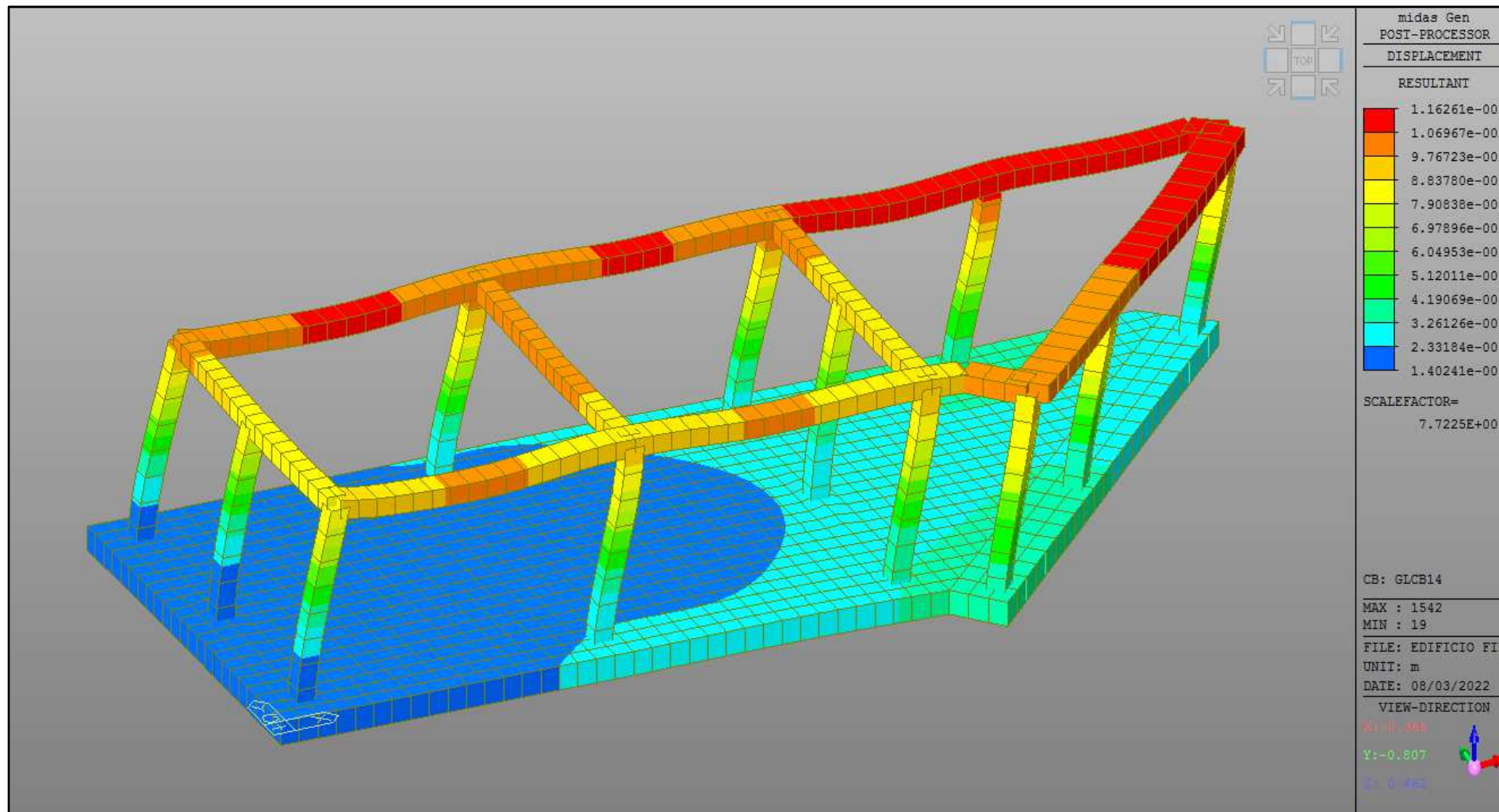


PRESSIONI TRASMESSE IN FONDAZIONE A SLU

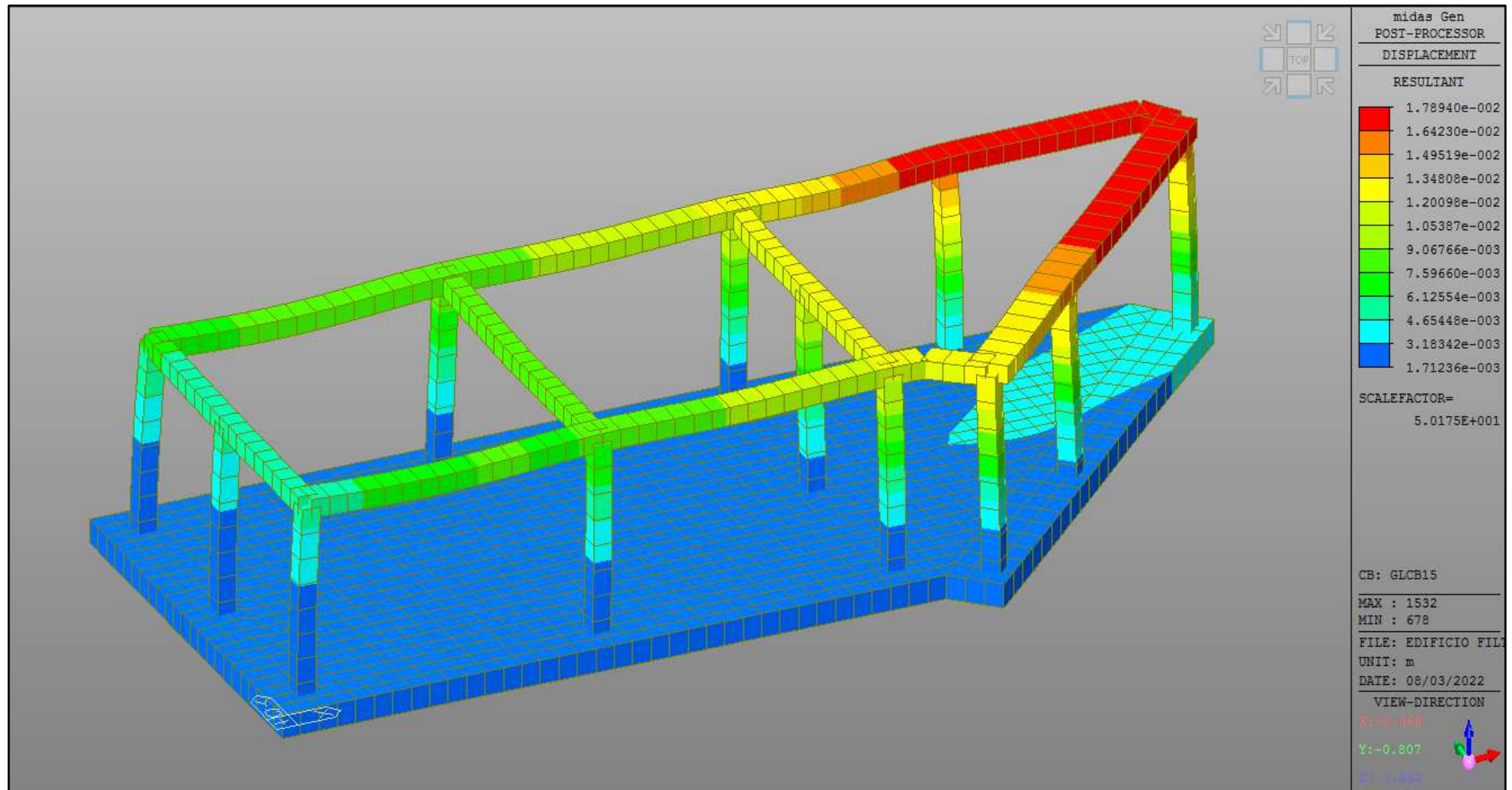


DEFORMATA STRUTTURA GLOBALE IN CONDIZIONI SISMICHE

SISMA PRINCIPALE IN DIREZIONE X



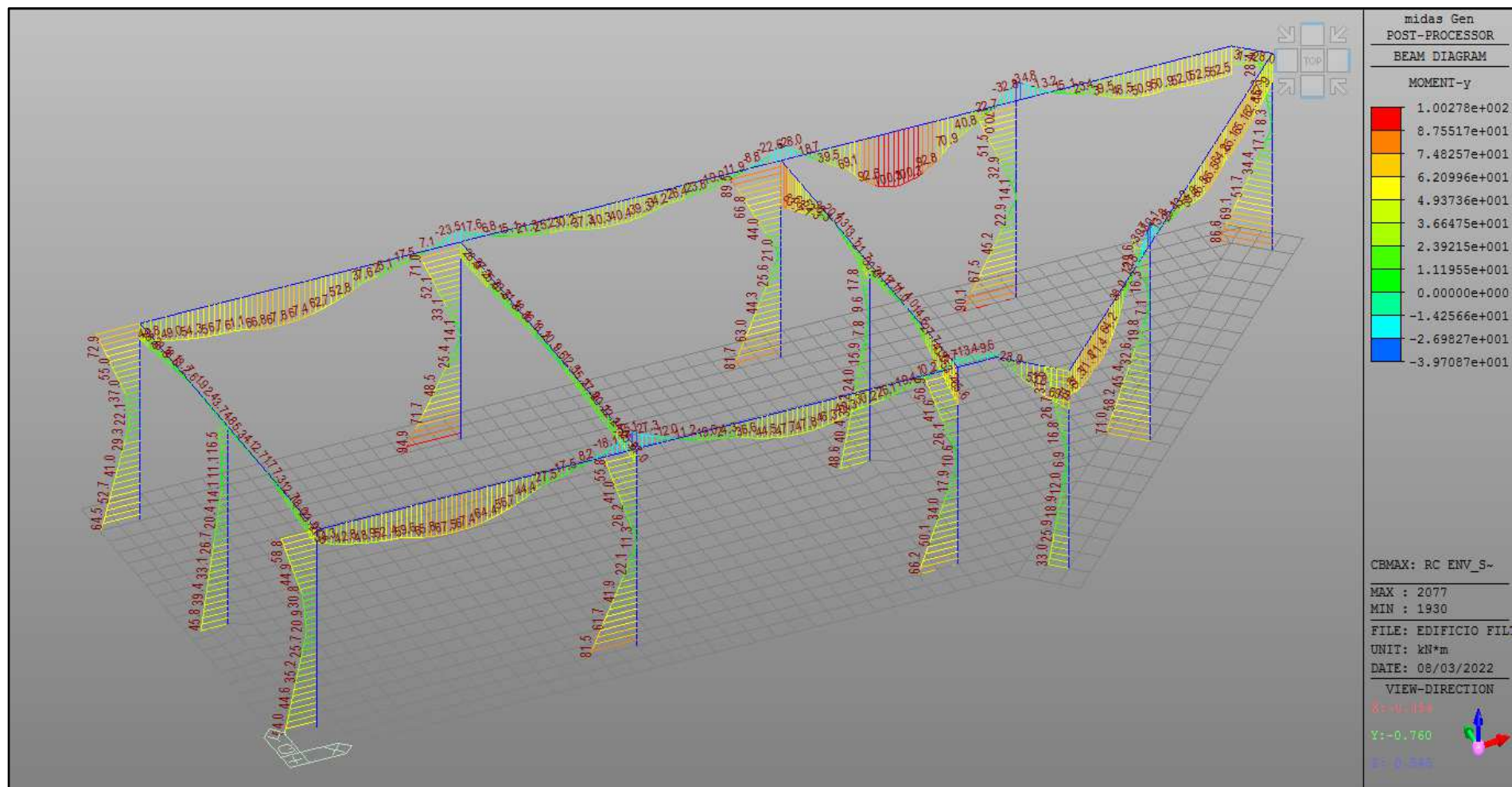
SISMA PRINCIPALE IN DIREZIONE Y



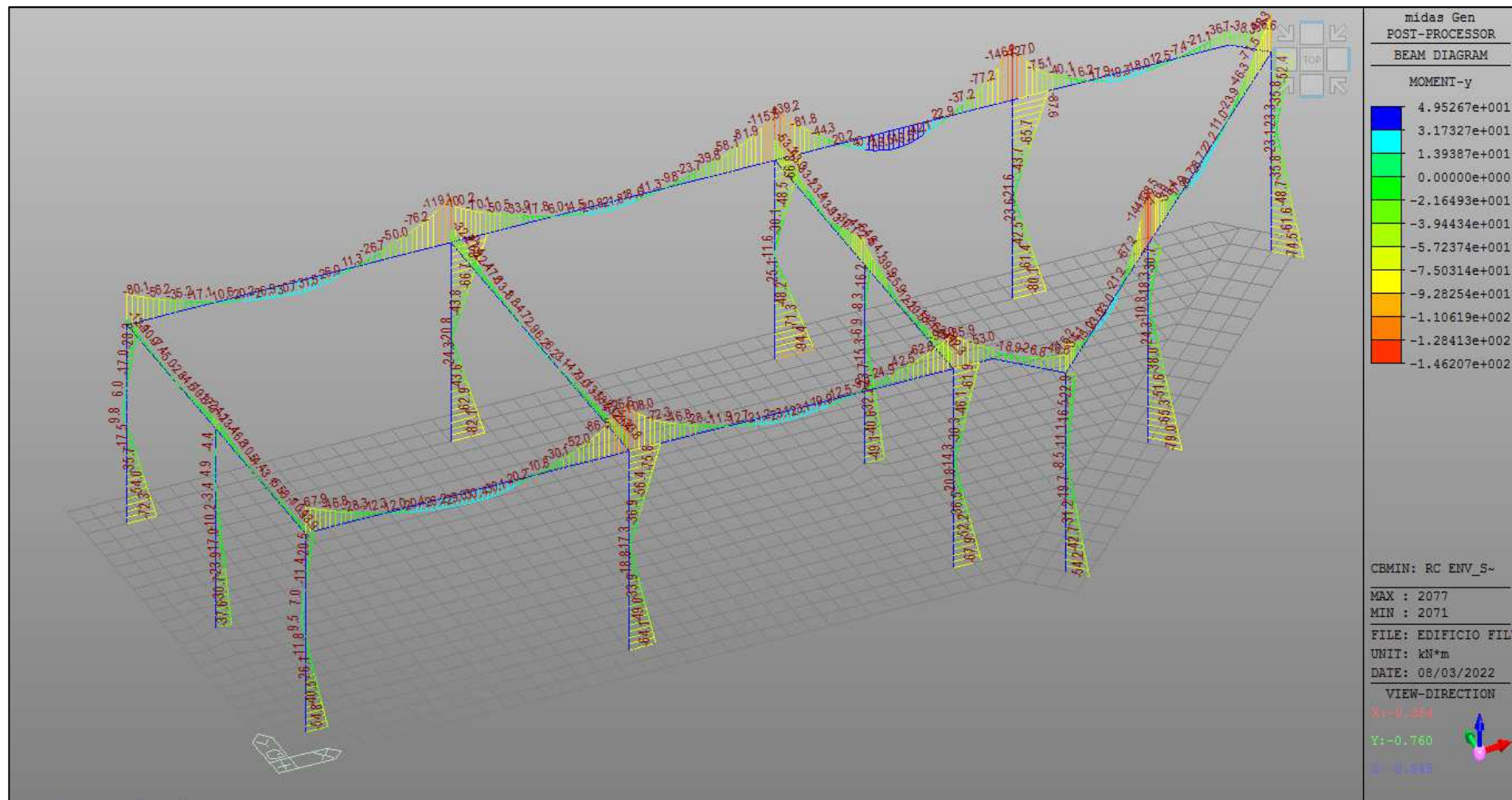
Le deformazioni massime in condizioni sismiche risultano pari a circa 1,1 cm in direzione X e a 1,8 cm in direzione Y. Tali deformazioni massime, agendo simmetricamente, sono da considerarsi equivalenti in direzione positiva (+ X / + Y) e negativa (- X / -Y).

MOMENTO FLETTENTE A SLU – PILASTRI E CORDOLI

INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA

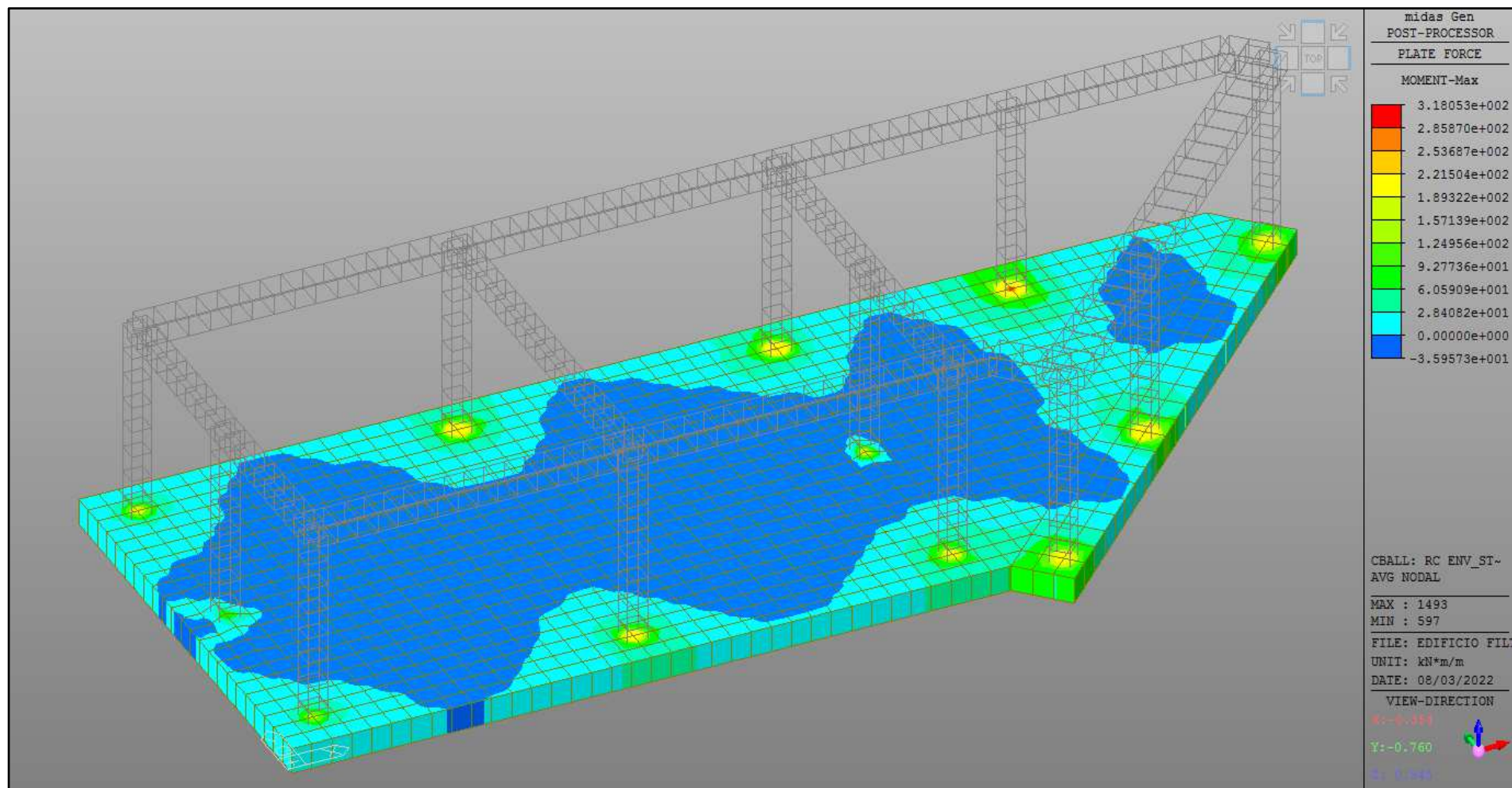


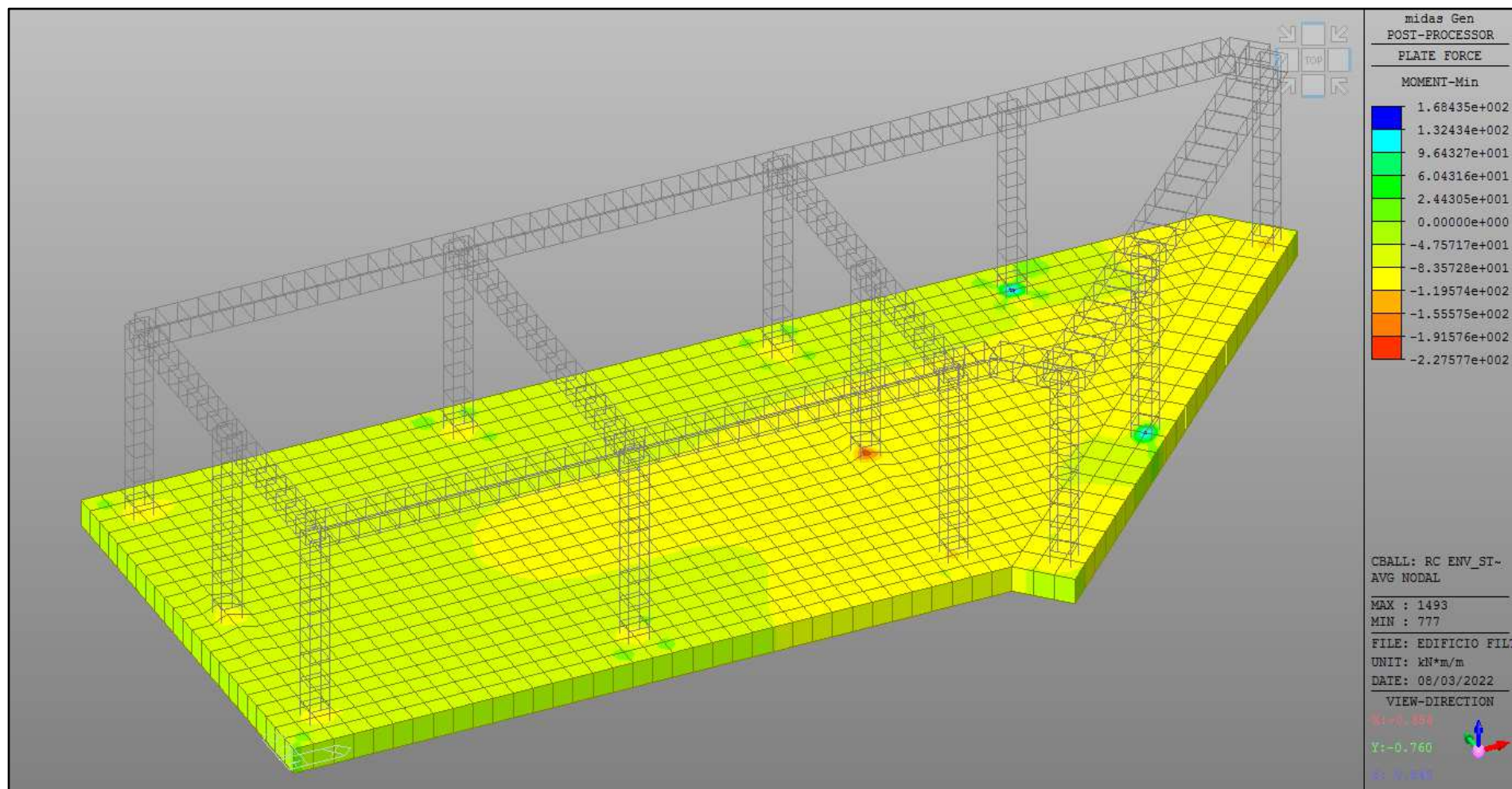
MOMENTO FLETTENTE A SLU – PILASTRI E CORDOLI
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA



MOMENTO FLETTENTE A SLU – PLATEA DI FONDAZIONE

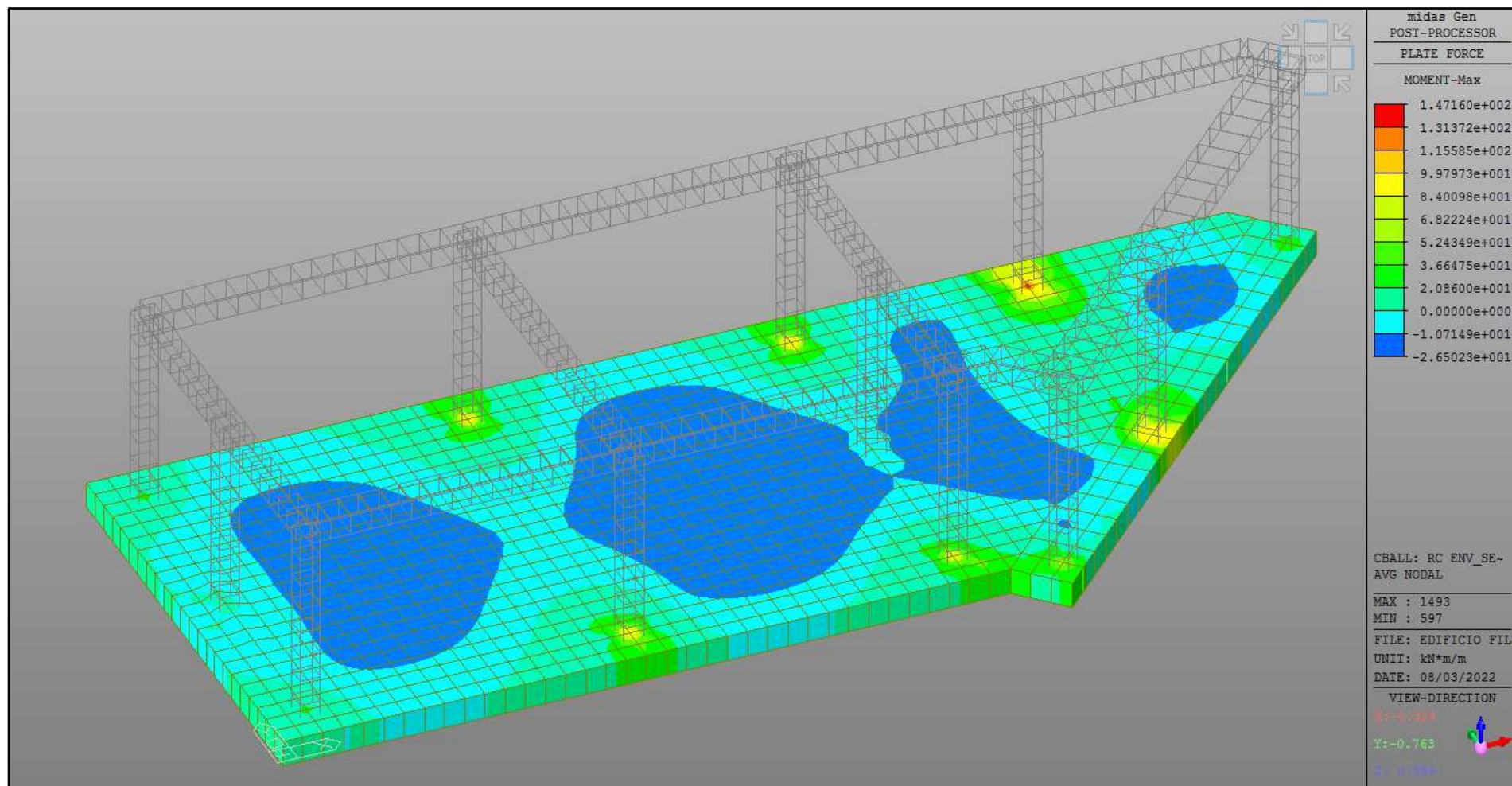
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA

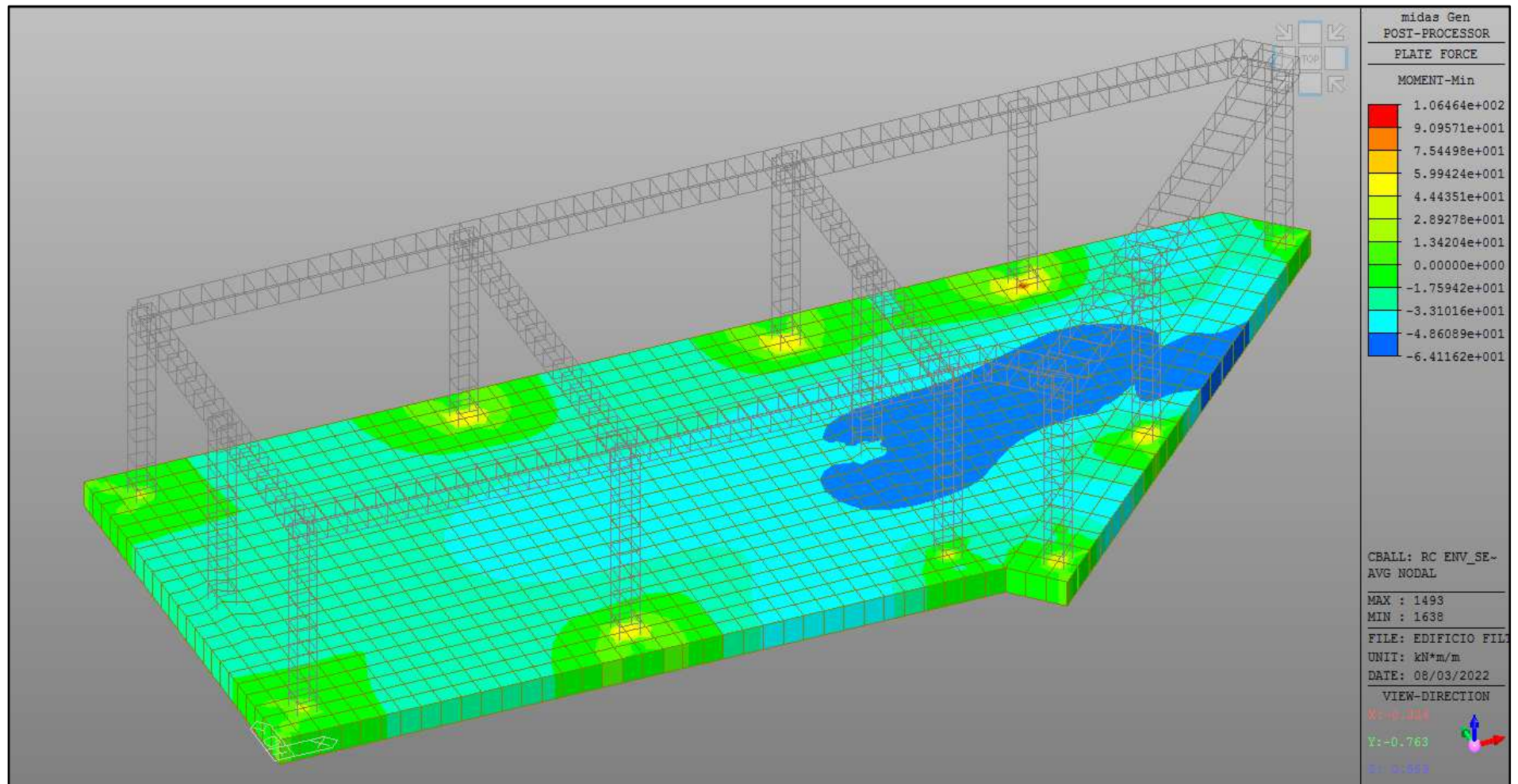




MOMENTO FLETTENTE A SLE – PLATEA DI FONDAZIONE

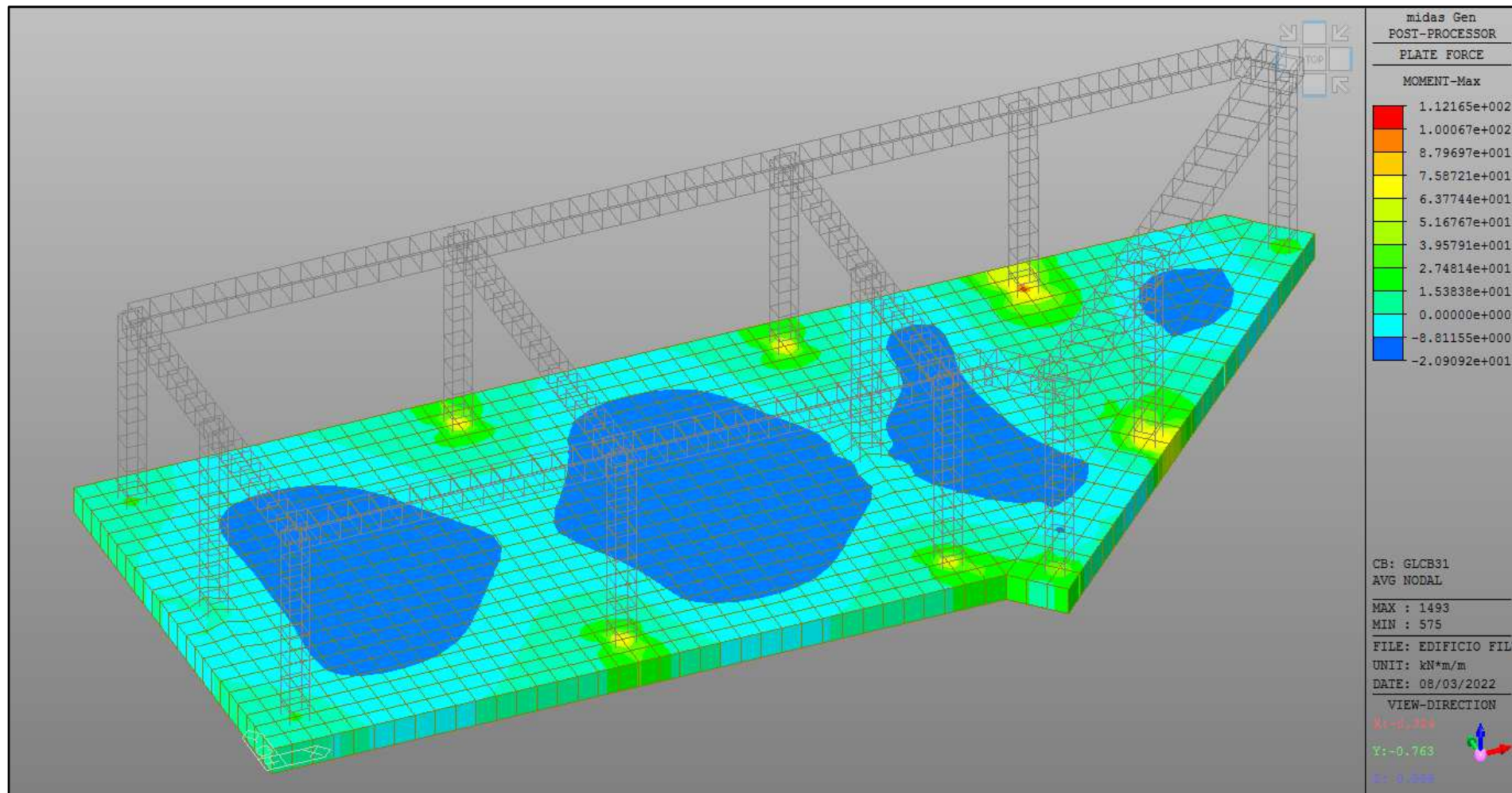
COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)

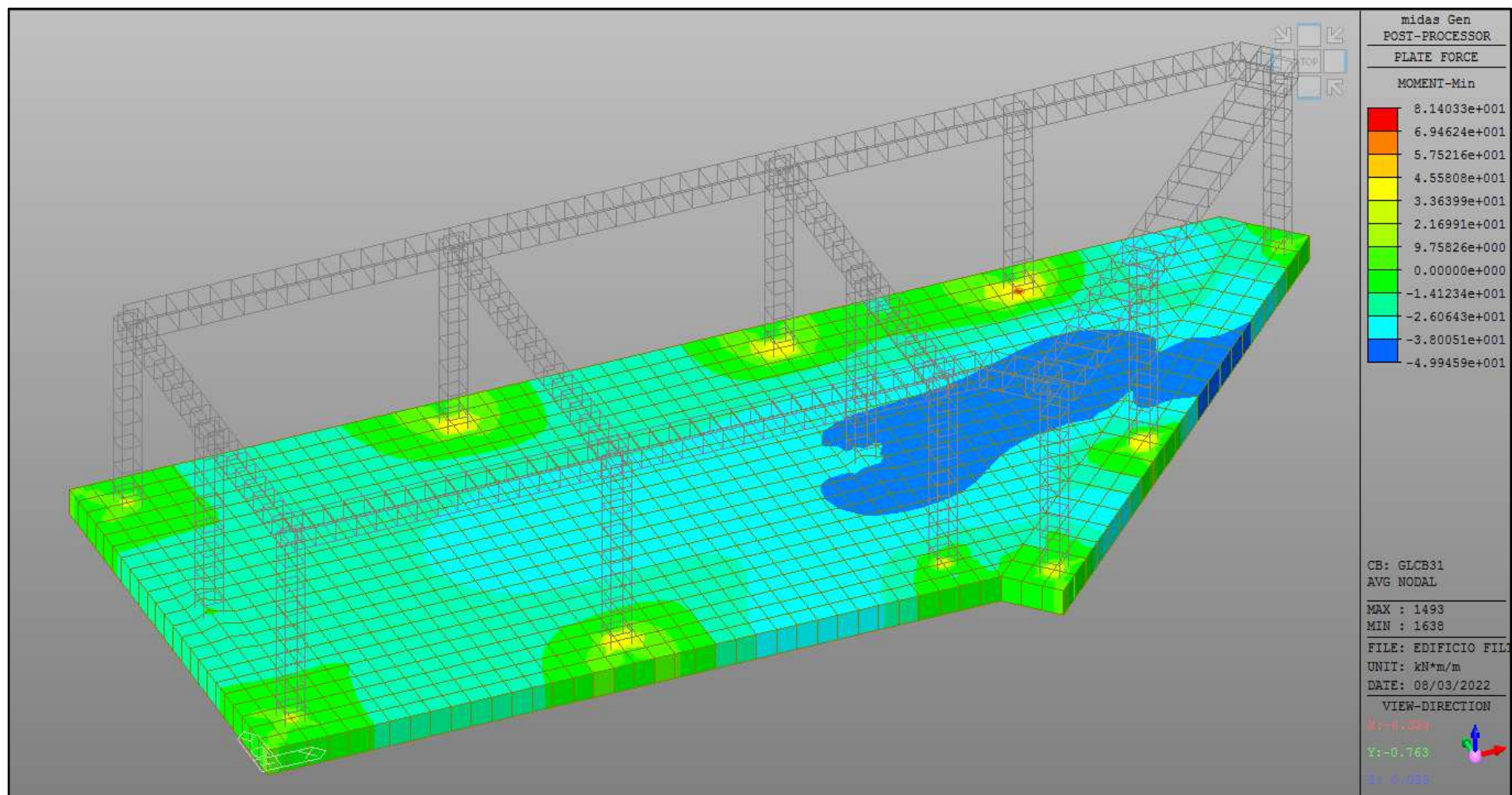




MOMENTO FLETTENTE A SLE – PLATEA DI FONDAZIONE

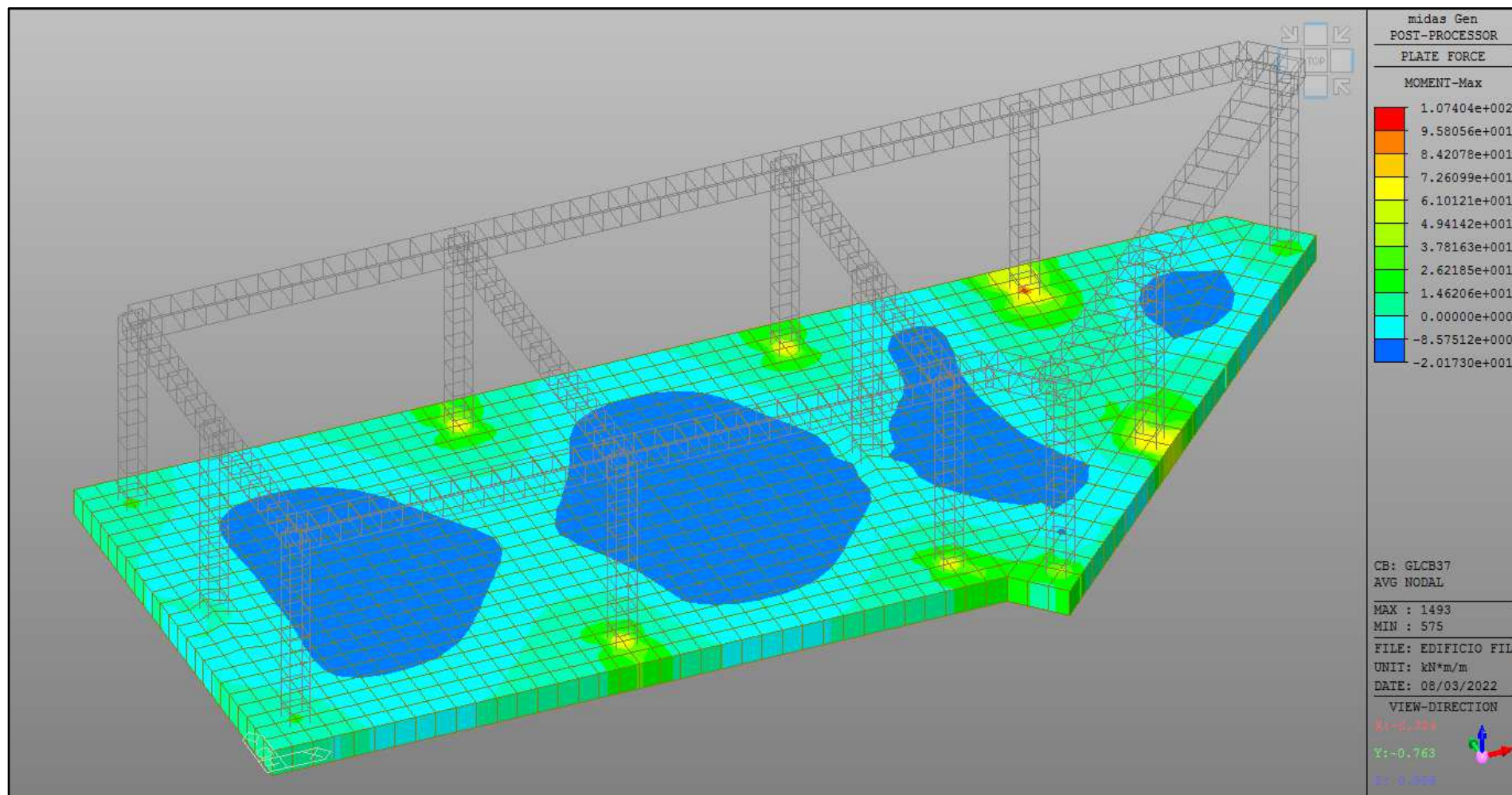
COMBINAZIONE FREQUENTE

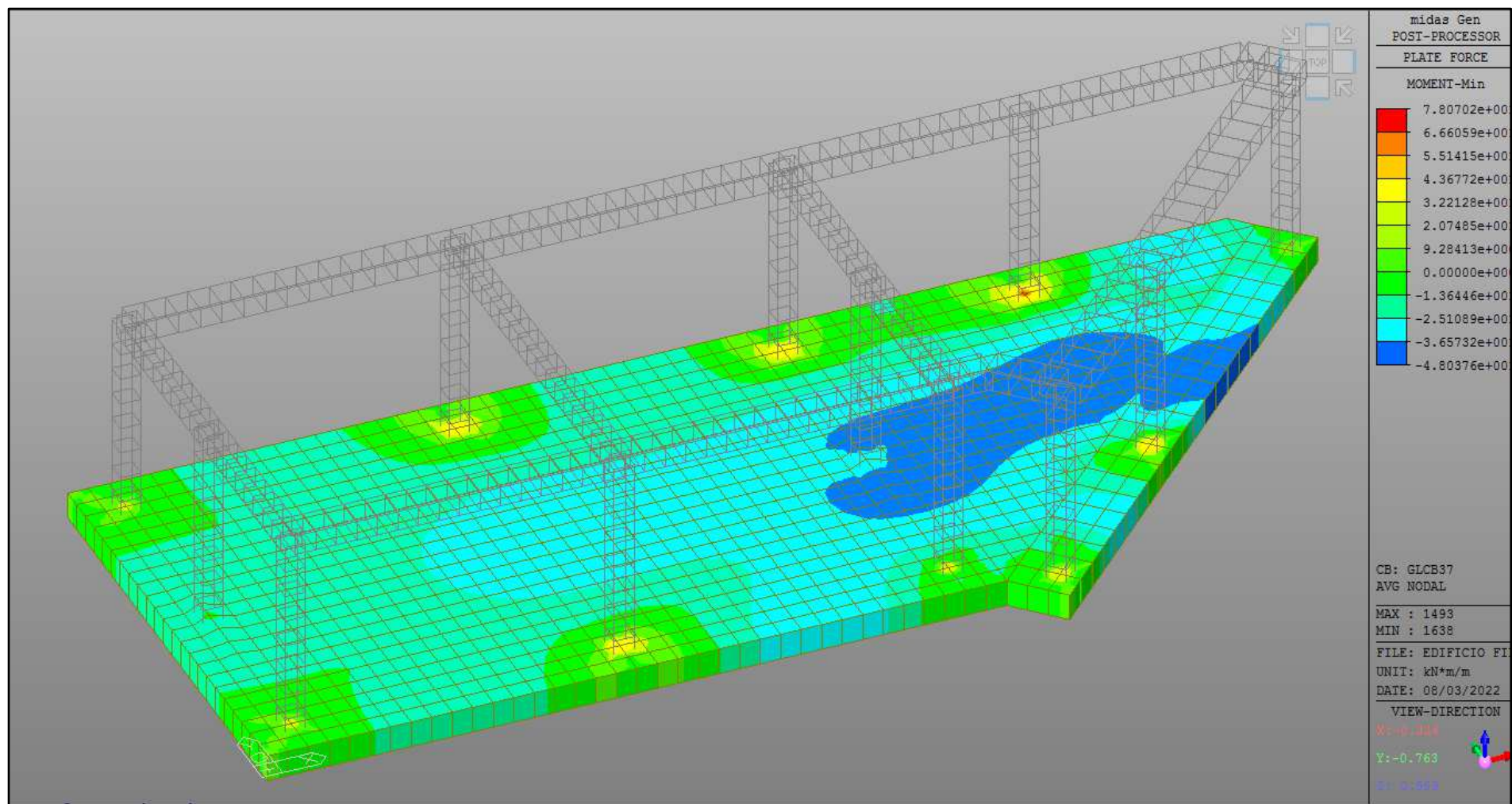




MOMENTO FLETTENTE A SLE – PLATEA DI FONDAZIONE

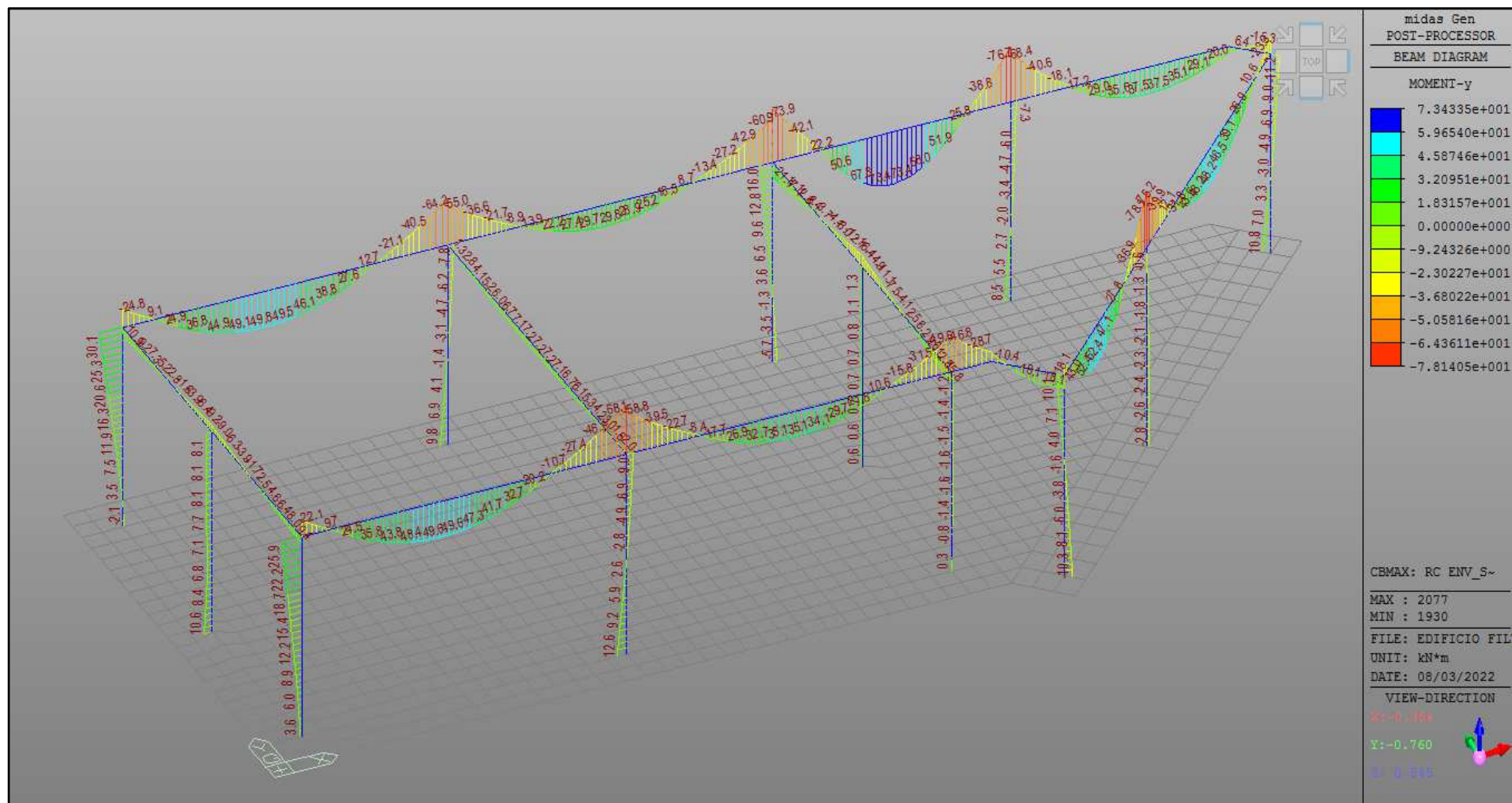
COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE





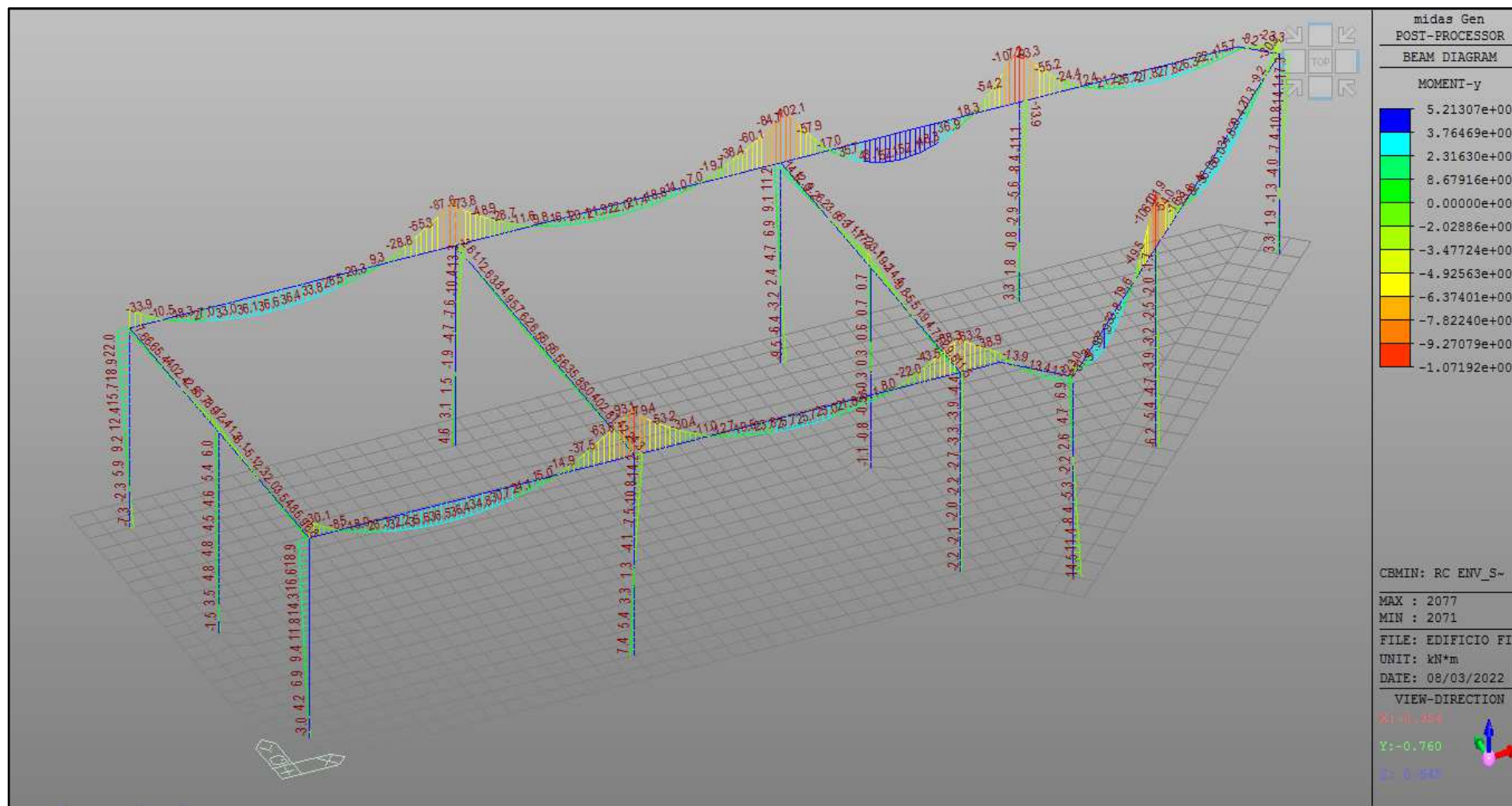
MOMENTO FLETTENTE A SLE – PILASTRI E CORDOLI

COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)



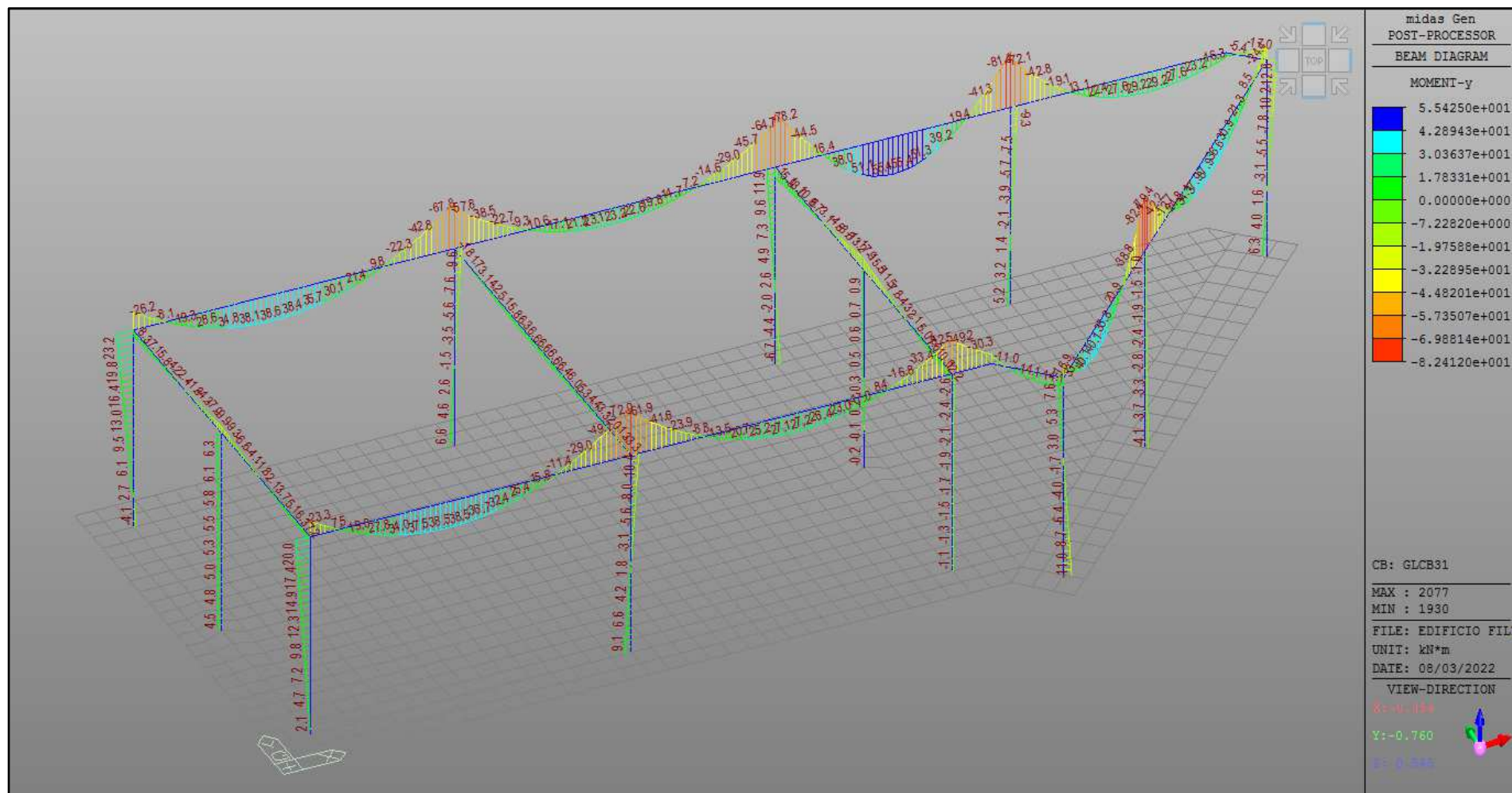
MOMENTO FLETTENTE A SLE – PILASTRI E CORDOLI

COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)



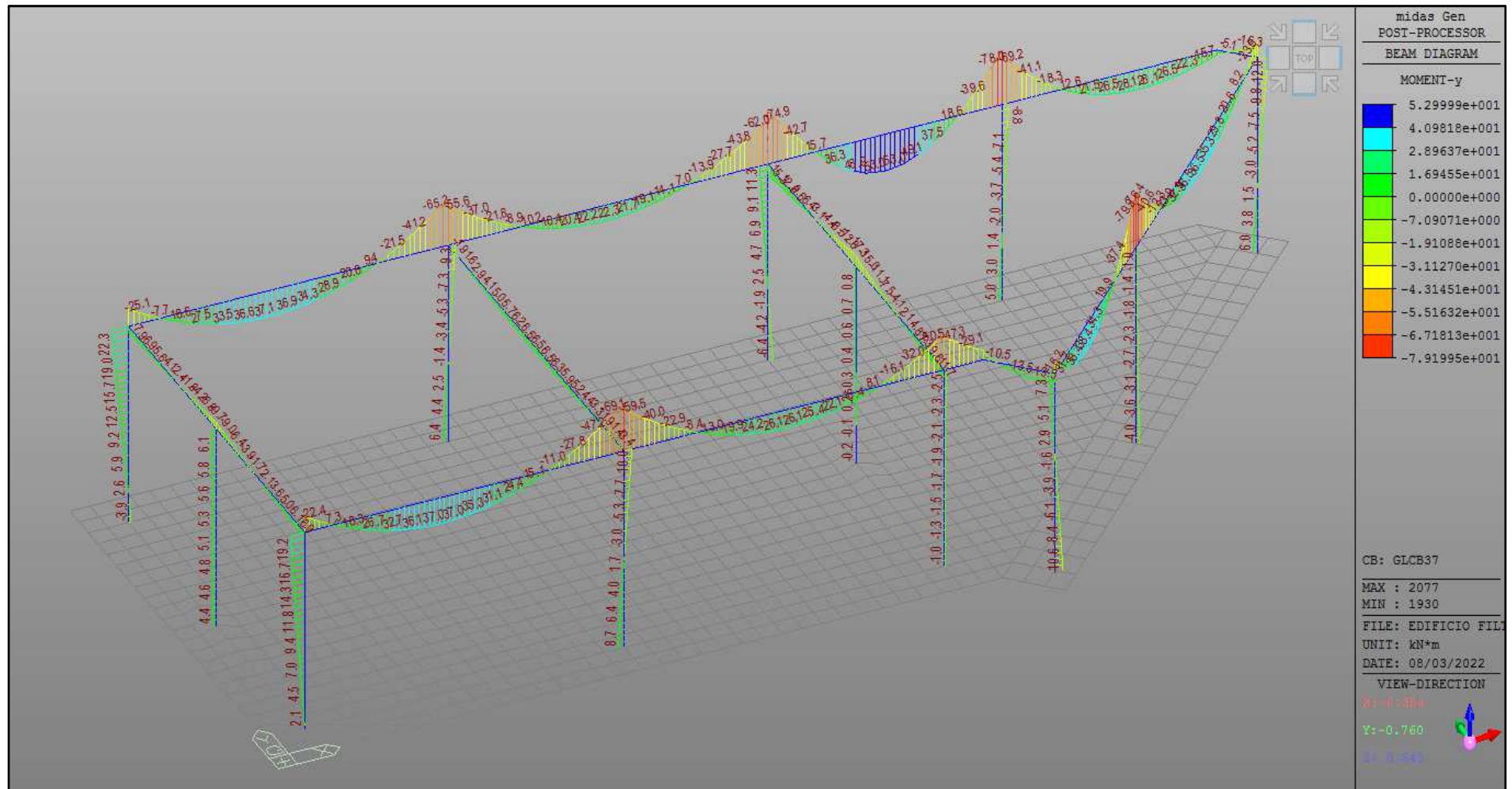
MOMENTO FLETTENTE A SLE – PILASTRI E CORDOLI

COMBINAZIONE FREQUENTE

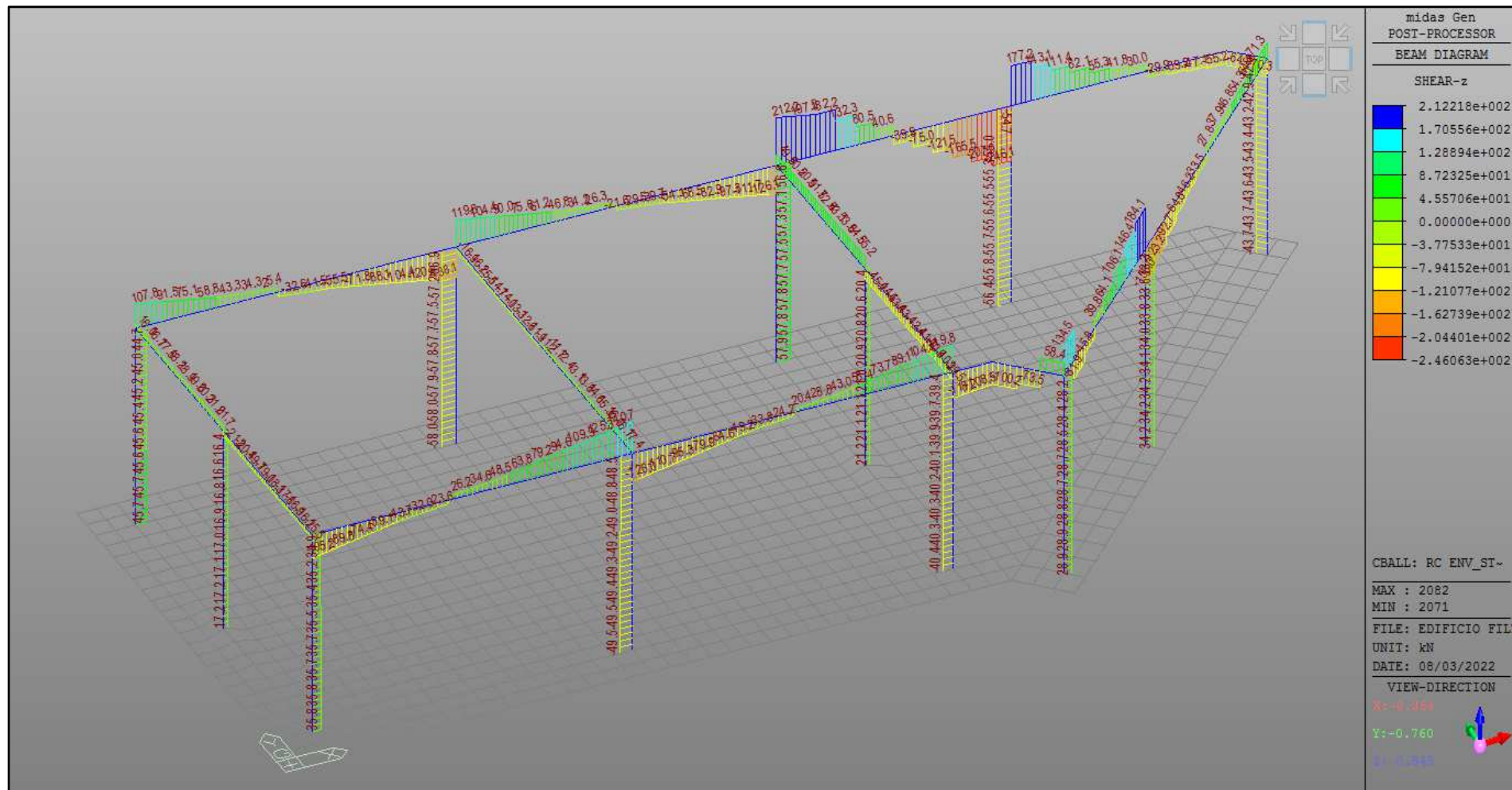


MOMENTO FLETTENTE A SLE – PILASTRI E CORDOLI

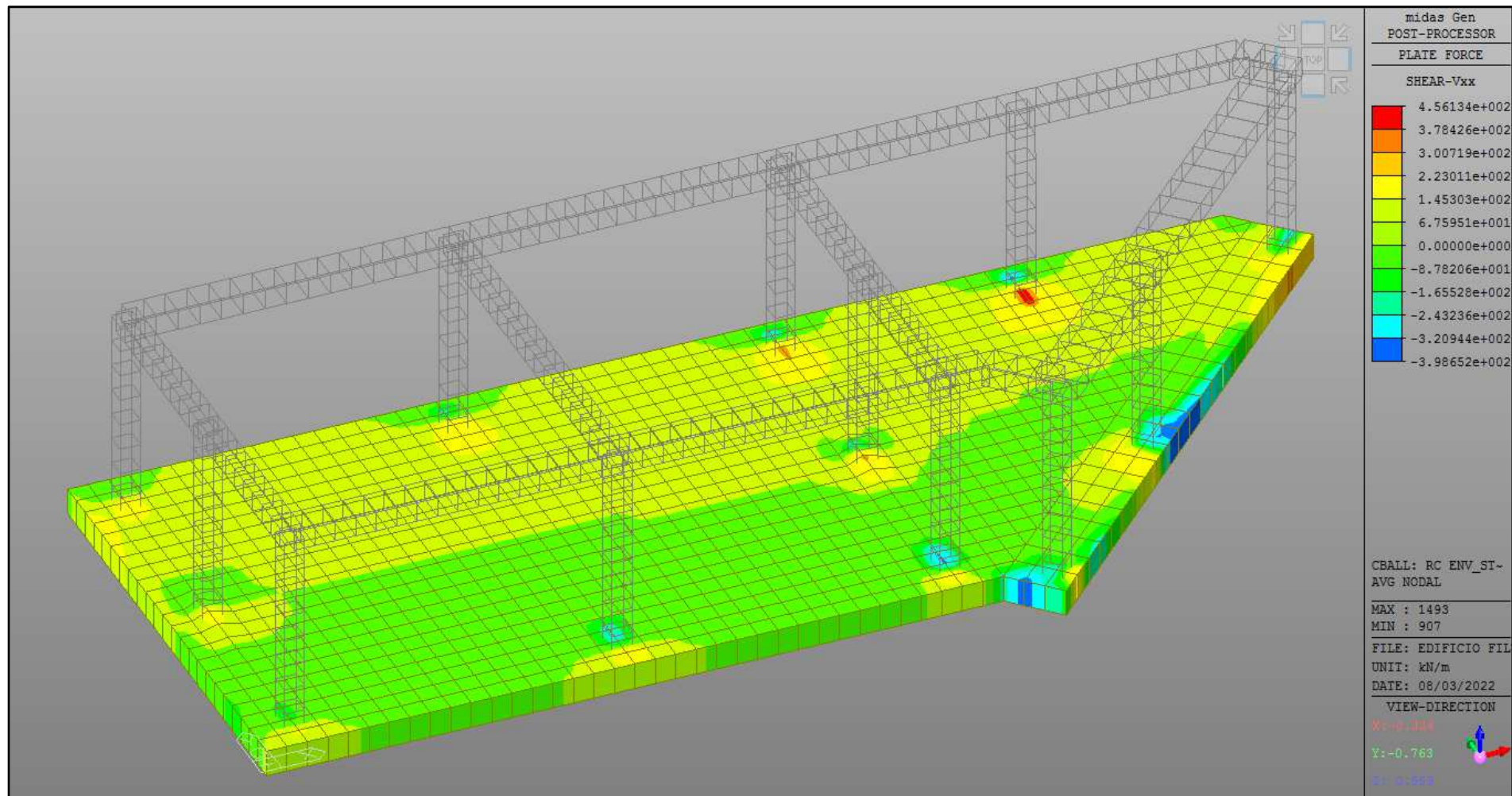
COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

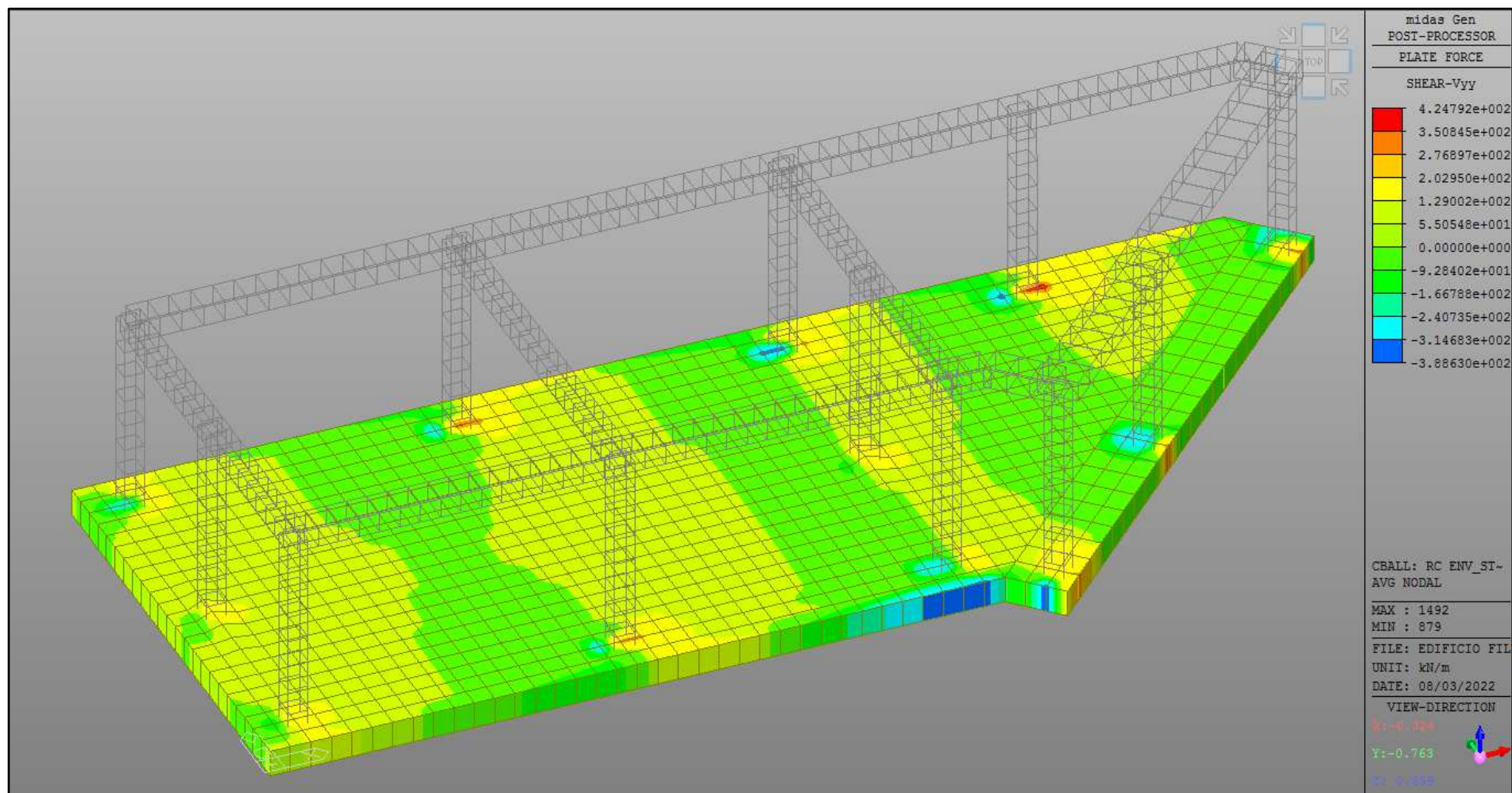


TAGLIO A SLU – PILASTRI E CORDOLI
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA

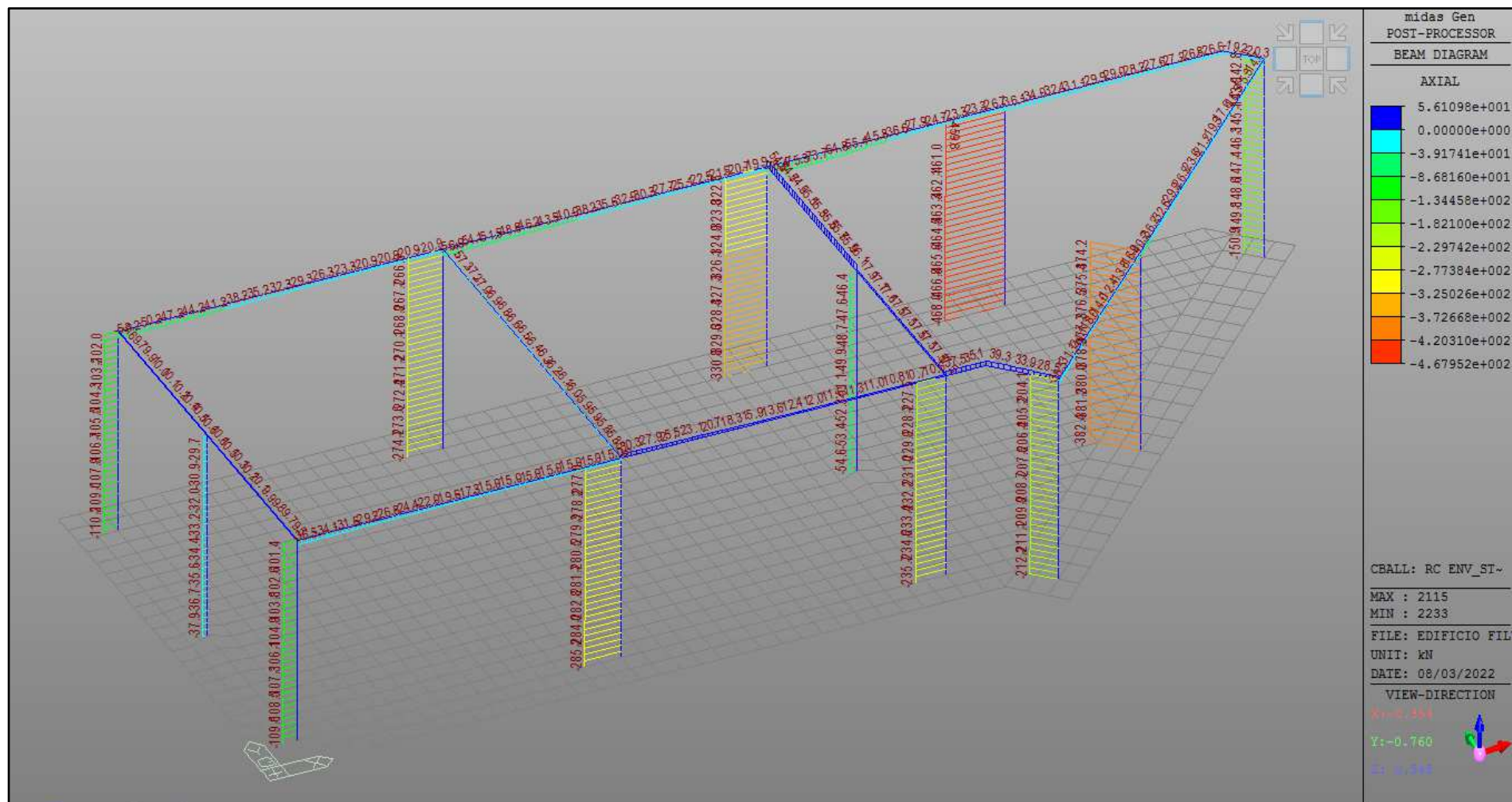


TAGLIO A SLU – PLATEA DI FONDAZIONE
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA





SFORZO NORMALE A SLU – PILASTRI E CORDOLI
INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE E SISMICA



7.1.3 Verifiche strutturali

Di seguito vengono, quindi, riportate le verifiche a SLU e a SLE secondo N.T.C. degli elementi strutturali maggiormente sollecitati e relativi a:

- platea di fondazione h 40 cm x 100 cm;
- pilastri dim. cm 30x30;
- travi principali dim. cm 45x30;
- travi secondarie dim. cm 30x30;
- solaio di copertura sp. cm 25+5 (24+6).

In **allegato 2** alla presente relazione sono, inoltre, riportati i tabulati di calcolo del codice agli elementi finiti, comprensivi dei dati di input, di analisi modale e di output, con il dettaglio delle sollecitazioni per le combinazioni di carico previste dalle N.T.C..

VERIFICHE STRUTTURALI PLATEA DI FONDAZIONE

(ZONA CON ARMATURA DI RINFORZO A TRAVE ROVESCIA MAGGIORMENTE SOLLECITATA)

DATI

Altezza sezione	h	0,40	m
Larghezza sezione	b	1,00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	30	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0,03	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0,37	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0,0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0,810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0,416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	103,0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	170,0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	40,0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	54,0	kNm

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	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
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_{ctm}	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
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
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
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
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
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
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

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	286,1	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0,025	m
Momento resistente	M _{Rd}	103,0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	ξ=x/d	0,068	/
Area minima da normativa	A _{min}	555	mm ²
Area minima richiesta	A _{s,req}	732	mm ²
Area di calcolo	A _{max}	732	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	Ø ₁	14	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n ₁	4	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	Ø ₁	8	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n ₁	5	/
Area delle armature in zona tesa	A _s	867	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	Ø ₂	14	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n ₁	4	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	Ø ₂	8	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n ₁	5	/
Area delle armature in zona compressa	A' _s	867	mm ²
Scarto	(M _{Rd} - M _{sd}) ²	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A _s	867	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A' _s	867	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	30	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ε _c	-0,0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ε _s	0,0397	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ε' _s	3,482E-06	/
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	1	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-339662	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	339028	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	634	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0,081	/
Momento resistente	M _{Rd}	121,4	kNm
Momento sollecitante	M _{sd}	103,0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	M _{Rd} > M _{sd}	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0,0	radianti
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78,5	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2,5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	471	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	383	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	813	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	430	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	170,0	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	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1,57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	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 armatura al taglio	s	33	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	471	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	33	cm
Diametro armatura	Φ	10	mm
Area armatura	A	79	mm ²

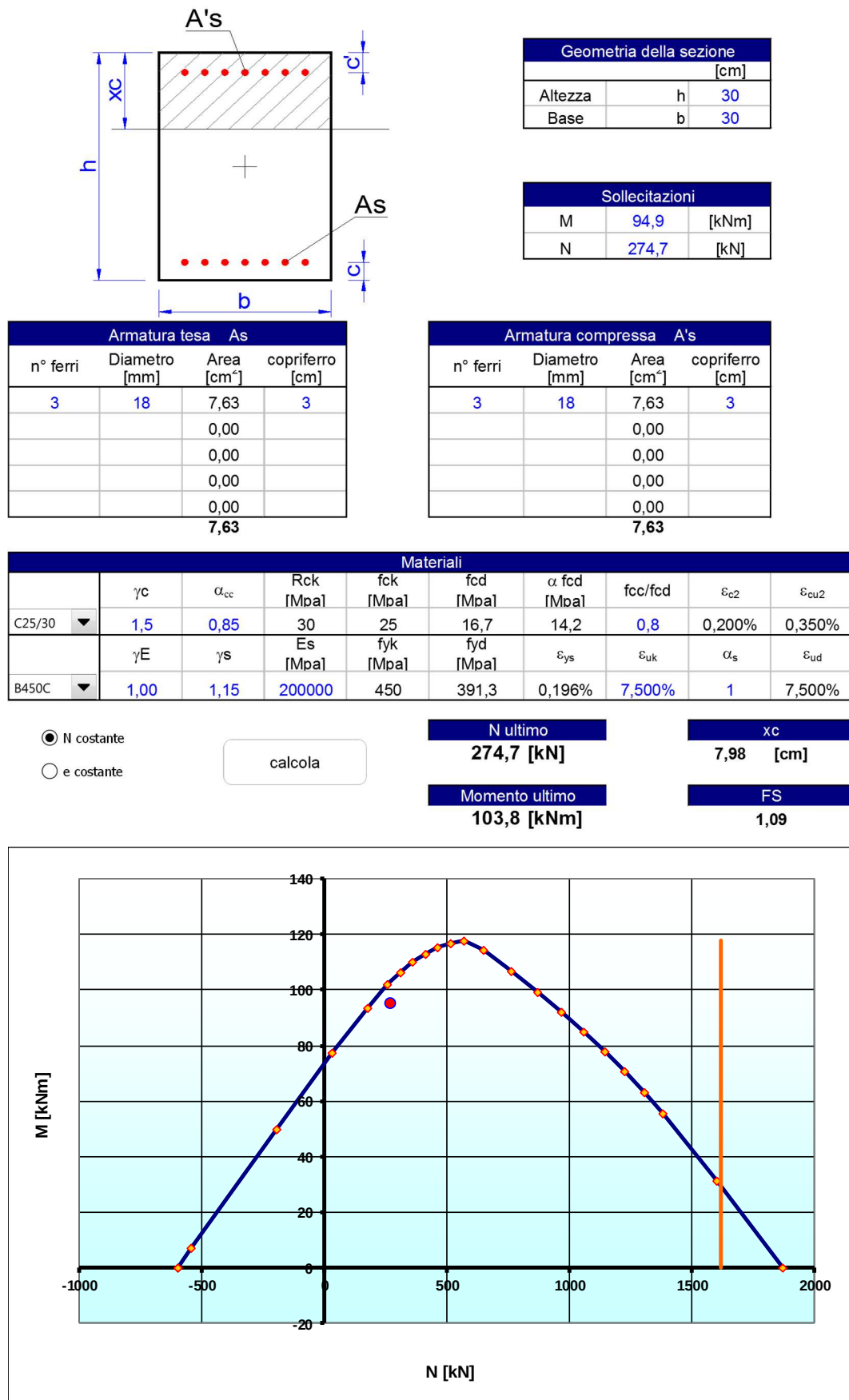
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	400	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	370	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	30	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	400000	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	$M_{sd,QP}$	40000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico raro SLE	$M_{sd,rara}$	54000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	2800	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6,67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	286	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2,05	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10315	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n_{eff}	20,36	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	867	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	867	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 raro (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

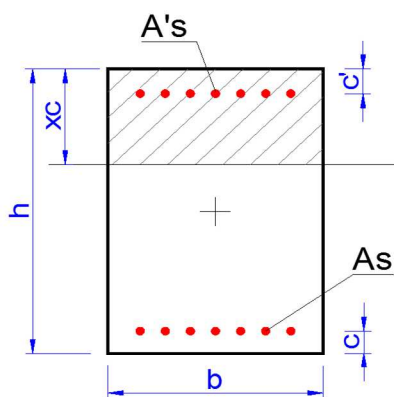
Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$X_{c(t_0)}$	58	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x}(t_0)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x}(t_0)$	632022252	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	3,66	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	132	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	12	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	4,94	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	178	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	16	N/mm ²
Condizione di carico quasi permanente			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
Condizione di carico rara			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$X_{c(t_\infty)}$	89	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x}(t_\infty)$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x}(t_\infty)$	1687272591	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	2,11	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	136	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	2,85	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	183	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	$\sigma_{s,QP(t0)}$	132	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t0)}$	6,67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	75	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	75000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0,012	/
Carichi di lunga durata ▼ 2	k_t	0,4	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0,00038	/
Ricoprimento dell'armatura	c	30	mm
Spaziatura tra le armature	s	250	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}	257	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0,164	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO	

VERIFICHE STRUTTURALI PILASTRI cm 30x30 (PILASTRO MAGGIORMENTE SOLLECITATO)



VERIFICHE STRUTTURALI TRAVI PRINCIPALI cm 45x30 (CAMPATA)



Geometria della sezione		
[cm]		
Altezza	h	30
Base	b	45

Sollecitazioni		
M	100,3	[kNm]
N	28	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
4	20	12,57	3
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		12,57	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
4	20	12,57	3
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		12,57	

Materiali									
	γ_c	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%
	γ_E	γ_s	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

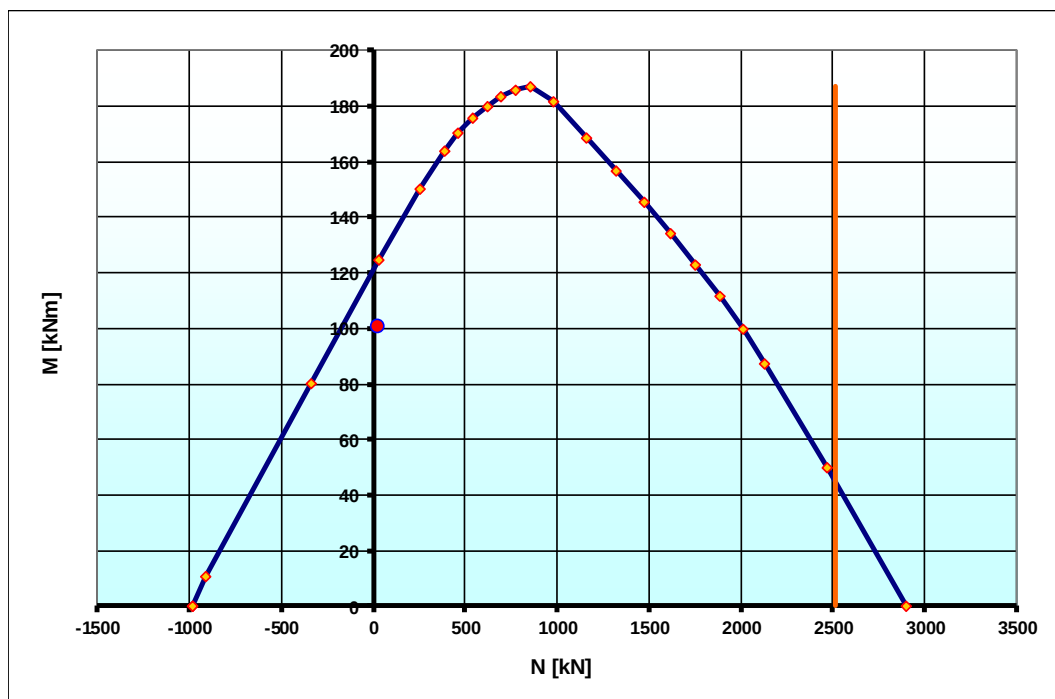
calcola

N ultimo
28,0 [kN]

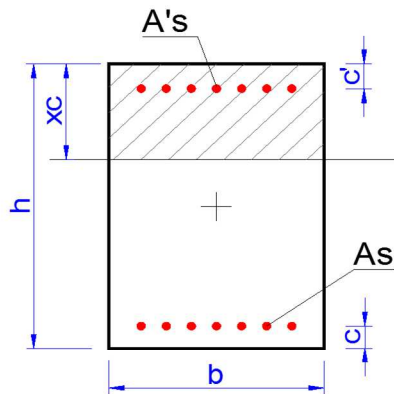
xc
4,47 [cm]

Momento ultimo
124,1 [kNm]

FS
1,24



VERIFICHE STRUTTURALI TRAVI PRINCIPALI cm 45x30 (ESTREMITÀ)



Geometria della sezione		
[cm]		
Altezza	h	30
Base	b	45

Sollecitazioni		
M	146,1	[kNm]
N	36,2	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
7	20	21,99	3
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		21,99	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm²]	copriferro [cm]
5	20	15,71	3
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		15,71	

Materiali									
	γ_c	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%
	γ_E	γ_s	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

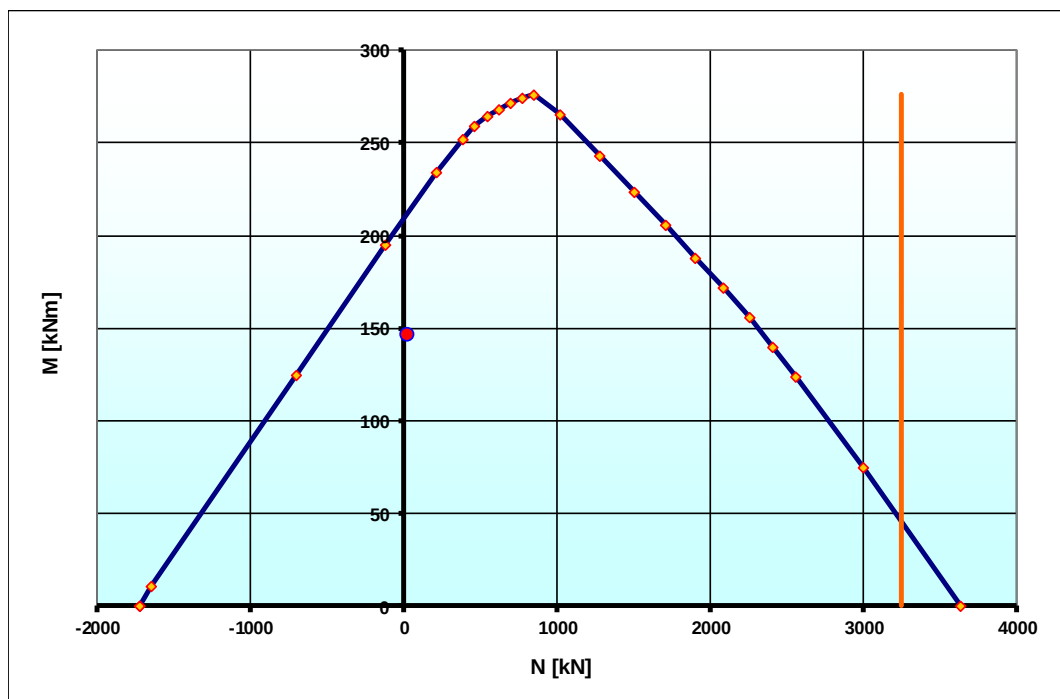
calcola

N ultimo
36,2 [kN]

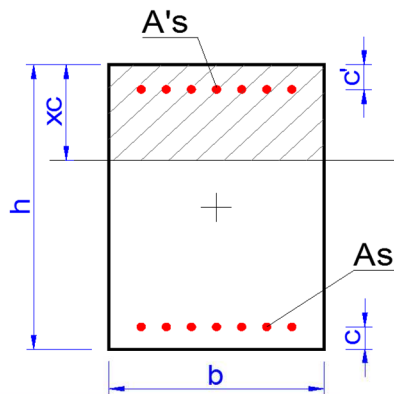
xc
6,27 [cm]

Momento ultimo
212,1 [kNm]

FS
1,45



VERIFICHE STRUTTURALI SECONDARIE cm 30x30 (APPOGGIO PILASTRO P18)



Geometria della sezione		
		[cm]
Altezza	h	30
Base	b	30

Sollecitazioni		
M	64,6	[kNm]
N	56,1	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
3	18	7,63	3
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		7,63	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
3	18	7,63	3
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		7,63	

Materiali									
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fc'd [Mpa]	α_{fcd} [Mpa]	fcd/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
C25/30 ▼	1,5	0,85	30	25	16,7	14,2	0,8	0,200%	0,350%
	γ_E	γ_s	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

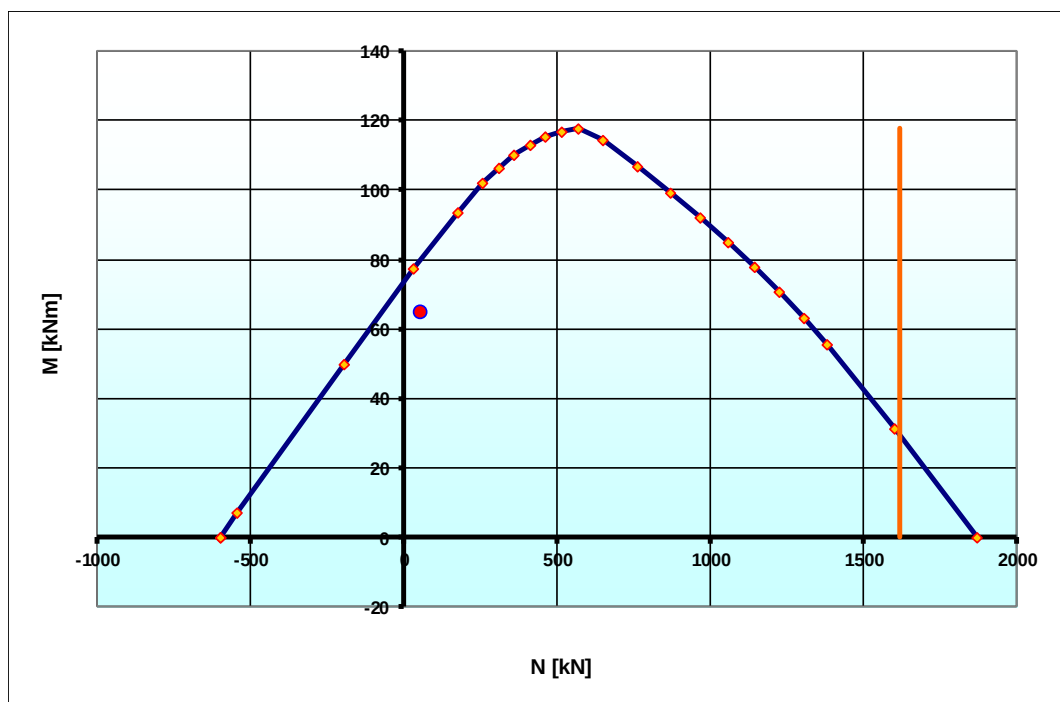
calcola

N ultimo
56,1 [kN]

xc
4,70 [cm]

Momento ultimo
80,1 [kNm]

FS
1,24



Si riporta, quindi, nel seguito la **verifica del solaio di copertura in laterocemento**:

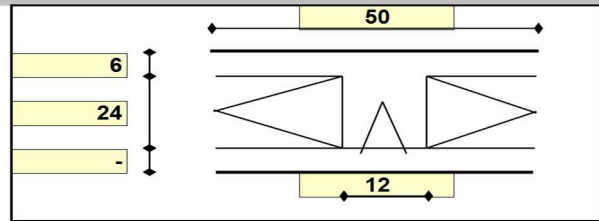
Solaio di copertura ad 1 campata

Geometria

Misure in centimetri

Tipo di solaio

Con blocchi in LATERIZIO



Controllo limiti geometrici

Luce massima consigliata (snellezza 25) (m)
Larghezza dei blocchi calcolata (cm)
Larghezza max dei blocchi in laterizio (cm)
Larghezza min. nervature per blocchi in laterizio (cm)
Interasse max nervature per blocchi in laterizio (cm)

L max	7,50
Largh.	38
Largh.	52
b min	8
i max	90

Luci e carichi

Luci (m)
Peso proprio solaio calcolato (daN/mq.)
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)
Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)
Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)
Sovr. variabili (daN/mq.)
Carichi totali (daN/m)

ADOTTA

L	5,4
p.p. calc	390
p.p.	390
g1	
g2	400
q	200
tot	990

Momento d'incastro negativo alle due estremità

x sx	36	36	x dx
Mg1 sx	-158	-158	Mg1 dx
Mg2 sx	-162	-162	Mg2 dx
Mq sx	-81	-81	Mq dx
Mtot sx	-401	-401	Mtot dx

Categoria del carico variabile

Cat. A Residenziale

ψ_0	0,7
ψ_1	0,5
ψ_2	0,3

Coefficienti parziali sulle azioni

DEFAULT NTC '18

γ_{g1}	1,0	1,3
γ_{g2}	0,8	1,5
γ_q	0,0	1,5

Interasse nervature (m)

i 0,50

1: COMBINAZIONE ULTIMA

Momenti Max - per nervatura
Momenti Max + per nervatura
Tagli dx Max per nervatura
Tagli sx Max per nervatura
Reazioni Max per nervatura
Reazioni Max per fascia di un metro

-570	-570
1994	1994
1899	1899
1899	1899
3799	3799

2: COMBINAZIONE RARA

Momenti Max - per nervatura
Momenti Max + per nervatura
Tagli dx Max per nervatura
Tagli sx Max per nervatura
Reazioni Max per nervatura
Reazioni Max per fascia di un metro

-401	-401
1403	1403
1337	1337
1337	1337
2673	2673

3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Momenti Max - per nervatura
Momenti Max + per nervatura
Tagli dx Max per nervatura
Tagli sx Max per nervatura
Reazioni Max per nervatura
Reazioni Max per fascia di un metro

-344	-344
1205	1205
1148	1148
1148	1148
2295	2295

4: COMBINAZIONE FREQUENTE

Momenti Max - per nervatura
Momenti Max + per nervatura
Tagli dx Max per nervatura
Tagli sx Max per nervatura
Reazioni Max per nervatura
Reazioni Max per fascia di un metro

-360	-360
1262	1262
1202	1202
1202	1202
2403	2403

Materiali

Calcestruzzo

Classe C25/30

Acciaio

Tipo B450C

Dati geometrici

Diametro delle barre longitudinali superiori (mm)

 ϕ 14 14

Diametro delle barre longitudinali inferiori (mm)

 ϕ 14 14**Armatura costante superiore**

	ϕ	n.	n.	c
g) rete $\phi 6/20'' \times 20''$ collaborante ovunque	$\phi 6$	2,5		2,50
	CampSup	0,71		
	$\phi 6$	2,5	2,5	2,50
	AppSup	0,71	0,71	

Armatura costante inferiore

b) 2 $\phi 5$ ogni nerv. collaboranti solo in campata	$\phi 5$	2		2,50
	CampInf	0,39		
	-	-	-	2,50
	AppInf	-	-	

Ricoprimento di calcestruzzo sulle barre (cm)

c 2,5 2,5

Copriferro di calcolo (cm)

h' 3,2 3,2

Spessore solaio (cm)

H 30 30

Larghezza nervature (cm)

b 12 12

Altezza utile (cm)

d 26,8 26,8

← 352			
Armatura appoggi		g) rete $\phi 6/20'' \times 20''$ collaborante ovunque	2.5 $\phi 6$ 0 $\phi 14$
			2.5 $\phi 6$ 0 $\phi 14$
		b) 2 $\phi 5$ ogni nerv. collaboranti solo in campata	1 $\phi 14$ 0 $\phi 0$
			1 $\phi 14$ 0 $\phi 0$
Momento sollecitante (daN*m)	Med	570	570
Momento resistente (daN*m)	Mrd	710	710
indice di verifica	f	1,25	1,25
Asse neutro (cm)	xc	3	3
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-125,9	-125,9
Deformazione acciaio	ϵ_s	1,000%	1,000%
Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0,134%	-0,134%
Campo di rottura	n.	2	2
Ridistribuzione massima consentita	1- δ	0%	0%
Controllo ridistribuzione	1-δ	sì	sì
Armatura campate		g) rete $\phi 6/20'' \times 20''$ collaborante ovunque	2.5 $\phi 6$ 0 $\phi 14$
			2 $\phi 14$
		b) 2 $\phi 5$ ogni nerv. collaboranti solo in campata	2 $\phi 5$
Momento sollecitante (daN*m)	Med	1994	
Momento resistente (daN*m)	Mrd	3466	
indice di verifica	f	1,74	
Asse neutro (cm)	xc	3	
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-131,2	
Deformazione acciaio	ϵ_s	1,000%	
Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0,147%	
Campo di rottura	n.	2	

Armatura minima sugli appoggi alle due estremità

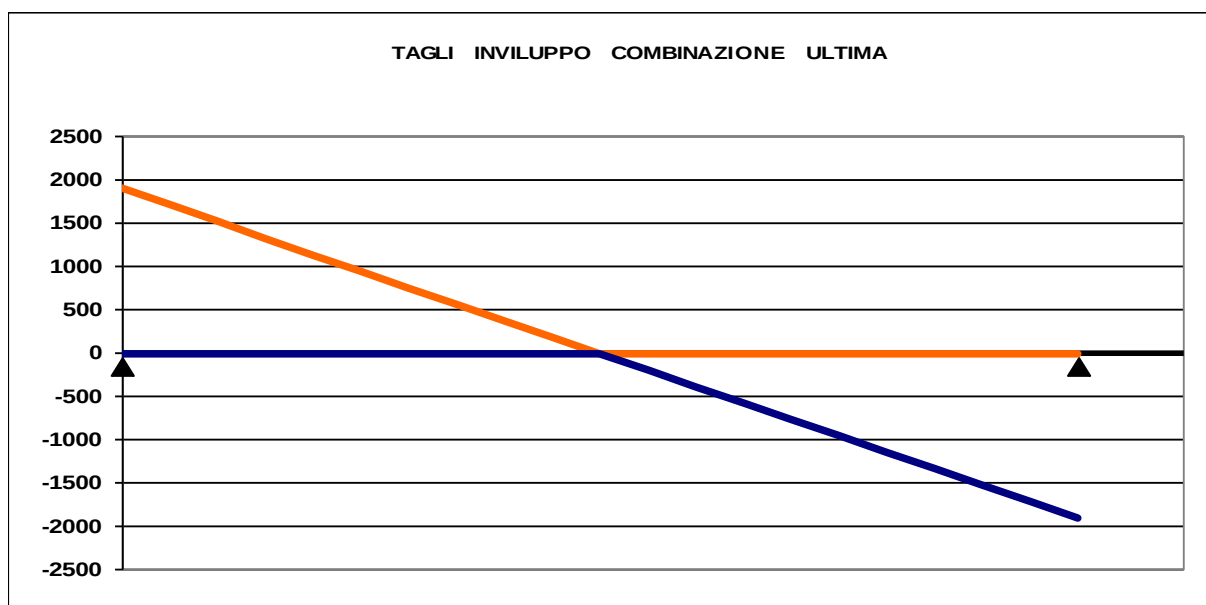
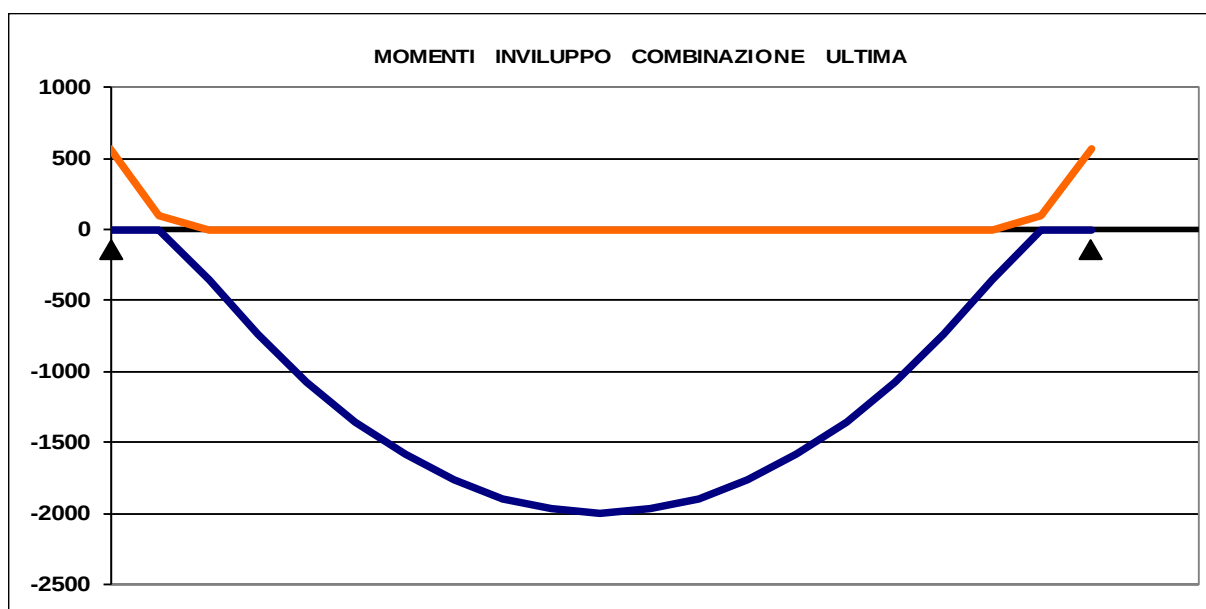
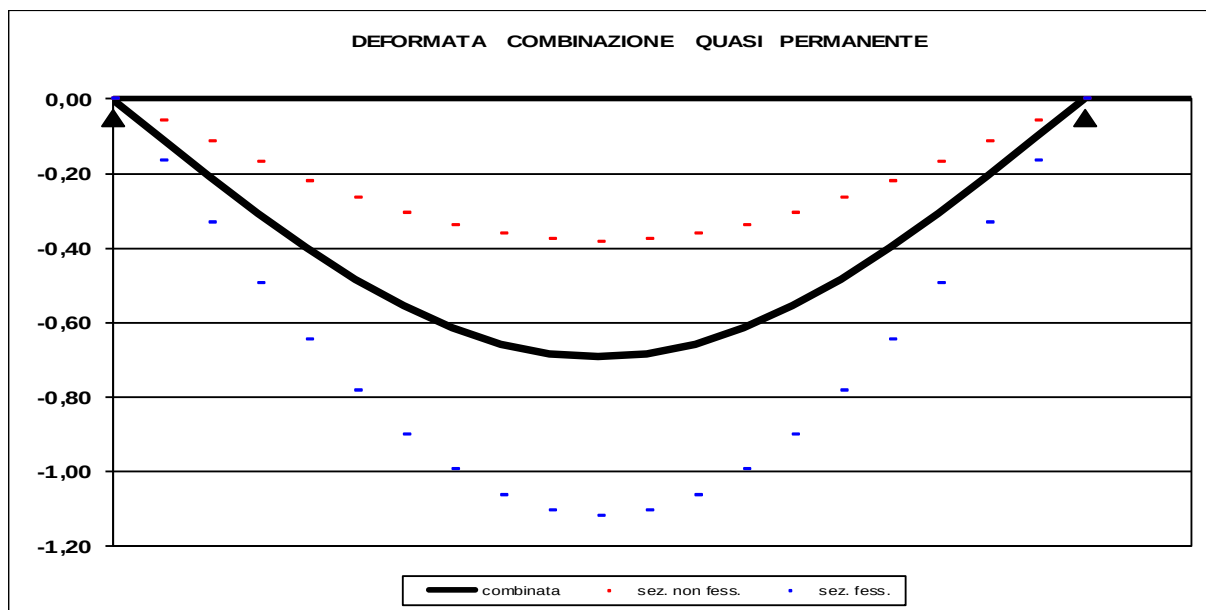
d) $-1/24 pl^2$

Armatura minima in campata

d) $+1/12 pl^2$

415			
controllo armatura minima scelta: $-1/24 pl^2$			
Armatura appoggi		si	si
	ϕ	n.	c
	$\phi 6$	2,5	2,5
	sup. $\phi 14$	1	2,5
	inf. $\phi 14$	1	2,5
- - - - -			
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA			
Momento sollecitante (daN*m)	Med	570	570
Momento resistente (daN*m)	Mrd	2161	2161
indice di verifica	f	3,79	3,79
Asse neutro (cm)	xc	5	5
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-141,1	-141,1
Deformazione acciaio	ϵ_s	1,000%	1,000%
Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0,228%	-0,228%
Campo di rottura	n.	2	2
Ridistribuzione massima consentita	1- δ	0%	0%
Controllo redistribuzione	1- δ	si	si
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA			
	σ_s limite	3600	3600
	σ_s	748	748
indice di verifica lato acciaio	f	4,81	4,81
	σ_c limite	149,4	149,4
	σ_c	24,6	24,6
indice di verifica lato cls	f	6,07	6,07
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE			
	σ_s limite	112,1	112,1
	σ_s	21,1	21,1
indice di verifica lato cls	f	5,30	5,30
473			
Armatura campate			
	ϕ	n.	c
	$\phi 6$	2,5	2,5
sup. $\phi 14$	-	2,5	2,5
inf. $\phi 14$	1	2,5	2,5
	$\phi 12$	2	2,5
controllo armatura minima scelta: $+1/12 pl^2$			
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA			
Momento sollecitante (daN*m)	Med	1994	
Momento resistente (daN*m)	Mrd	3798	
indice di verifica	f	1,90	
Asse neutro (cm)	xc	4	
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-133,7	
Deformazione acciaio	ϵ_s	1,000%	
Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0,154%	
Campo di rottura	n.	2	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA			
	y	6,67	
	Jci	28428	
	σ_s limite	3600	
	σ_s	1498	
indice di verifica lato acciaio	f	2,40	
	σ_c limite	149,4	
	σ_c	32,9	
indice di verifica lato cls	f	4,54	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE			
	y	6,67	
	Jci	28428	
	σ_s limite	112,1	
	σ_s	28,3	
indice di verifica lato cls	f	3,96	
	σ_s	1286	
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE			
	σ_s	1347	

Verifiche a taglio		
1: con fasce piene		
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1429
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	67 cm
Tagli resistenti dx (daN)	VRd	1429
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	67 cm
2: con fasce piene e barre longitudinali tese		
	ϕ	n.
sup.	$\phi 6$	2,5
	$\phi 14$	1
inf.	$\phi 14$	1
	-	-
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1863
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	5 cm
Tagli resistenti dx (daN)	VRd	1863
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	5 cm
566		
Verifiche di fessurazione		
CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE		
Appoggi		
diametro armature superiori	ϕ	14
combinazione frequente	σ_s	672
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2,86
combinazione quasi permanente	σ_s	642
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2,29
Campate		
diametro armature inferiori	ϕ	14
combinazione frequente	σ_s	1347
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2,86
combinazione quasi permanente	σ_s	1286
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2,29
Verifiche di snellezza		
	ρ	0,65%
	ρ'	0,12%
	λ limite tab	20
	K	1
	λ limite calc	31,7
	λ limite	25,4
	λ	18,0
indice di verifica	f	1,41
Verifiche di deformabilità		
PER L'INTEGRITA' DEI DIVISORI		
Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	$\phi(\text{inf})$	1,9
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0,38
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	1,12
Freccia massima combinata (cm)	f max	0,69
Freccia limite (cm)	f lim	1,08
indice di verifica	f	1,56



Dalle elaborazioni sopra riportate si evince come **tutte le verifiche strutturali relative agli elementi in c.c.a. 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.**

Si rimanda agli elaborati grafici n. 14.1 e 14.2 per i dettagli delle armature.

Le deformazioni risultano compatibili con l'uso e la funzionalità dell'opera.

7.1.4 Verifiche geotecniche

Il presente paragrafo riporta, infine, la **verifica a capacità portante** del sistema terreno-fondazione per le combinazioni **A1+M1+R3** e **A2+M2+R2** previste 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). Il problema è valutato considerando cautelativamente un angolo di attrito pari a 27° relativo all'unità geotecnica II, coesione nulla, un approfondimento della fondazione nullo ed un livello della falda a -2 m dal p.c. relativo.

La seguente tabella riepiloga le azioni risultanti in corrispondenza della fondazione della costruzione, per l'involuppo delle combinazioni a SLU (fondamentale e sismica) e a SLE, desunte dal modello ad elementi finiti, con evidenziata la combinazione più gravosa ai fini delle presenti verifiche geotecniche della fondazione:

AZIONI COMBinate			
Combinazione	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
Involuppo SLU fondamentale e sismica	630	576	4650
Involuppo SLE	20	30	3467

Tabella 10 – risultante delle azioni trasmesse in fondazione a SLU e a SLE.

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, calcolato con la seguente espressione (si veda a riguardo il *paragrafo 6.4*):

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma$$

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'	6,80	m
L'	13,90	m
Profondità fondazione	0,00	m
m	1,48	
N _y	14,47	
N _q	13,20	
N _c	23,94	
i _y	0,60	
i _q	0,74	
i _c	0,72	
s _y	0,80	
s _q	1,25	
s _c	1,27	
b _y	1,00	
b _q	1,00	
b _c	1,00	
g _y	1,00	
g _q	1,00	
g _c	1,00	
d _y	1,00	
d _q	1,00	
d _c	1,00	
z _y	0,90	
z _q	0,90	
z _c	0,96	
q_{lim}	256,9	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cong 0,25 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,25/2,3 \cong 0,11 \text{ N/mm}^2 \text{ (110 kN/m}^2\text{)} > q = 0,049 \text{ N/mm}^2$$

$$\mathbf{F.S.} \cong 0,25 \text{ N/mm}^2 / 0,049 \text{ N/mm}^2 \cong 5,1 > 2,3$$

Verifica combinazione A2+M2+R2

eccentricità in x [e _x]	0,00	m
eccentricità in y [e _y]	0,00	m
B'	6,80	m
L'	13,90	m
Profondità fondazione	0,00	m
m	1,8	
N _y	7,31	
N _q	7,96	
N _c	17,08	
i _y	0,60	
i _q	0,74	
i _c	0,70	
s _y	0,80	
s _q	1,20	
s _c	1,23	
b _y	1,00	
b _q	1,00	
b _c	1,00	
g _y	1,00	
g _q	1,00	
g _c	1,00	
d _y	1,00	
d _q	1,00	
d _c	1,00	
z _y	0,87	
z _q	0,87	
z _c	0,96	
q _{lim}	125,4	kN/m ²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cong 0,12 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,12 / 1,1 \cong 0,11 \text{ N/mm}^2 \text{ (110 kN/m}^2\text{)} > q = 0,049 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{F.S.} \cong 0,12 \text{ N/mm}^2 / 0,049 \text{ N/mm}^2 \cong 2,4 > 1,1$$

LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE 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 della costruzione in progetto,

nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.

Dai risultati ottenuti dalle verifiche geotecniche si possono, inoltre, cautelativamente stimare valori di cedimento massimo in fondazione di circa 4/5 mm. I cedimenti differenziali a lungo termine nell'ambito della superficie della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri (2/3 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 dell'opera.

7.2 Muro di cinta a servizio del piazzale esterno all'edificio

In perizia è prevista la realizzazione di un muro di cinta in c.c.a. in opera a servizio dell'area a parcheggio e del piazzale esterno, avente altezza del paramento fuori terra variabile da un minimo di circa 0,80 m ad un massimo di circa 3,00 m. Lo spessore di fondazione ed elevazione è previsto pari a 30 cm.

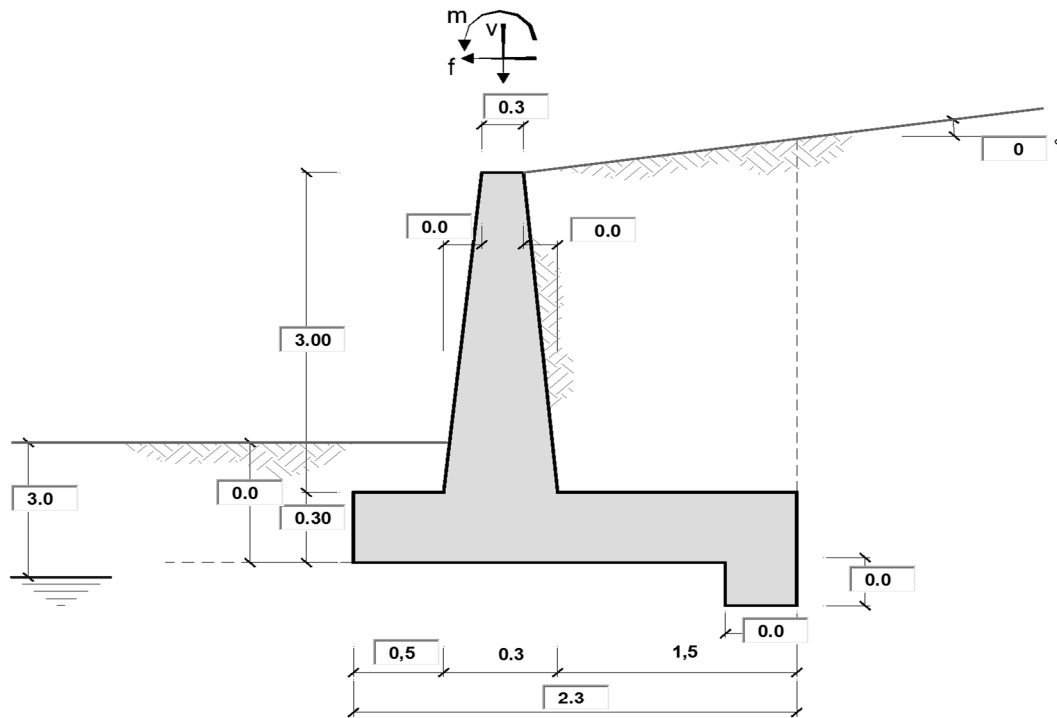
Per i dettagli costruttivi si rimanda agli specifici elaborati grafici di perizia (*Tav. n. 10*).

Ai fini delle verifiche sono stati considerati i parametri (angolo di attrito e coesione) del terreno riferiti all'orizzonte I di terreno per il terrapieno e i parametri del terreno riferiti all'orizzonte II per il terreno di fondazione. Inoltre si è considerato un sovraccarico a tergo dei muri pari a 5 kN/m^2 per simulare lo stazionamento temporaneo in prossimità di mezzi d'opera nell'ambito di cantiere o di esercizio della costruzione.

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), riferita all'altezza maggiore del muro, con l'involuppo delle sollecitazioni di calcolo e le relative verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio.

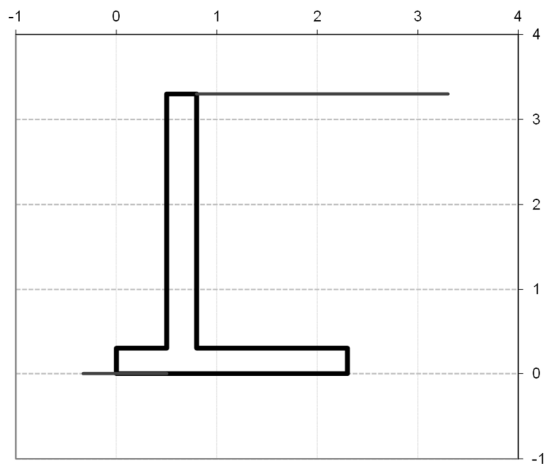
Dai calcoli si evince come tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera in esercizio e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.

MODELLO DI CALCOLO



OPERA Muro di cinta Pianfei - piazzale edificio filtri

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 $\gamma_{cls} = 25,00$ (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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	γ_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	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	26,00	26,00	26,00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19,00	19,00	19,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	18,00	18,00	18,00
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	(°)	$\varphi 1'$	28,00	28,00	28,00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma 1$	20,00	20,00	20,00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19,00	19,00	19,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	5,00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	30000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,091	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1,5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,57	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,0778	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,0389	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		☒ si ☐ no	

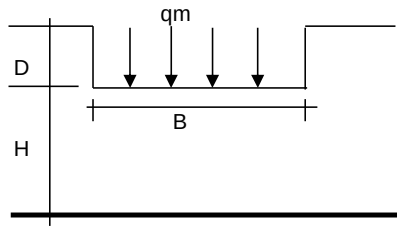
		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,346		0,346		0,346
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,401		0,401		0,401
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,406		0,406		0,406
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2,770		2,770		2,770
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,642		2,642		2,642
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,631		2,631		2,631

Carichi Agenti				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE - sisma	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	☐ si ☒ no	(kN/m ²)	qp	0,00	0,00
	Sovraccarico su zattera di monte					
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0,00	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	5,00	7,50
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0,00	0,00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi 1$	0,70	condizione quasi permanente $\Psi 2$		0,60
	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

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1,44	7,26	2,17
Sismico	1,47	4,72	2,30

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	137,56	(kN/m)
M	6,66	(kNm/m)
e=M/N	0,05	(m)
B*	2,20	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,00	(m)
D/B*	0,00	(m)
Hs/B*	2,27	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 64,59 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0,965 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0,72 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 3,29 \quad (\text{mm})$$

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	
γ_c	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 (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	11,25	Mpa
σ_f	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11,25	Mpa
σ_f	360	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)
γ_s =	1,15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$ =	391,30	(MPa)
Es =	210000	(MPa)
ε_{ys} =	0,19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$$c = 4,50 \quad (\text{cm})$$

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

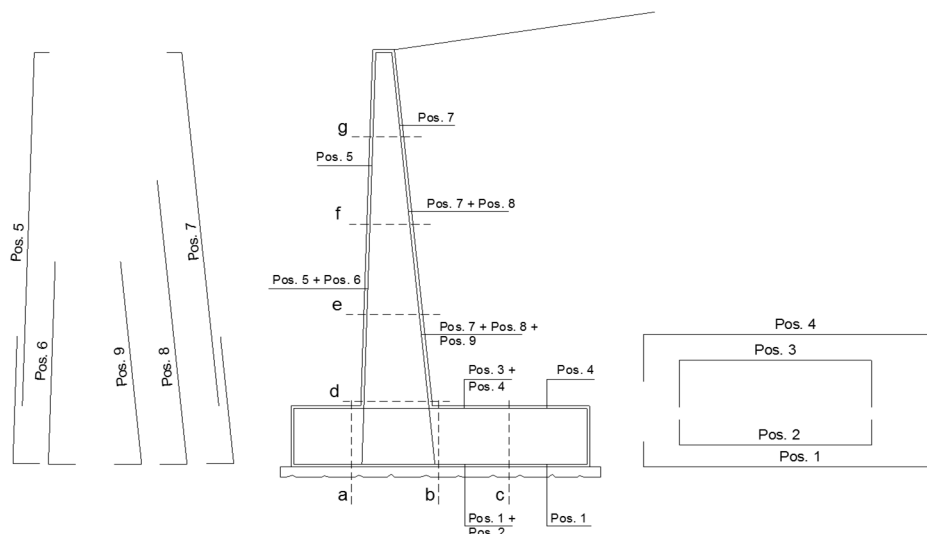
$$c_{min} = 3,50 \quad (\text{cm})$$

Interfero tra I e II strato

$$i_{I-II} = 15,00 \quad (\text{cm})$$

VERIFICHE A SLU – COMBINAZIONE FONDAMENTALE + SISMICA

SCHEMA DELLE ARMATURE

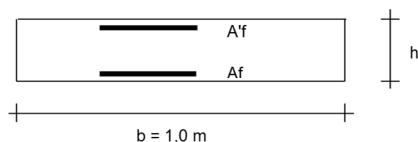


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	12	☐	5	5,0	10	☐
2			☐	6	5,0	10	☐
3			☐	7	5,0	12	☐
4	5,0	14		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

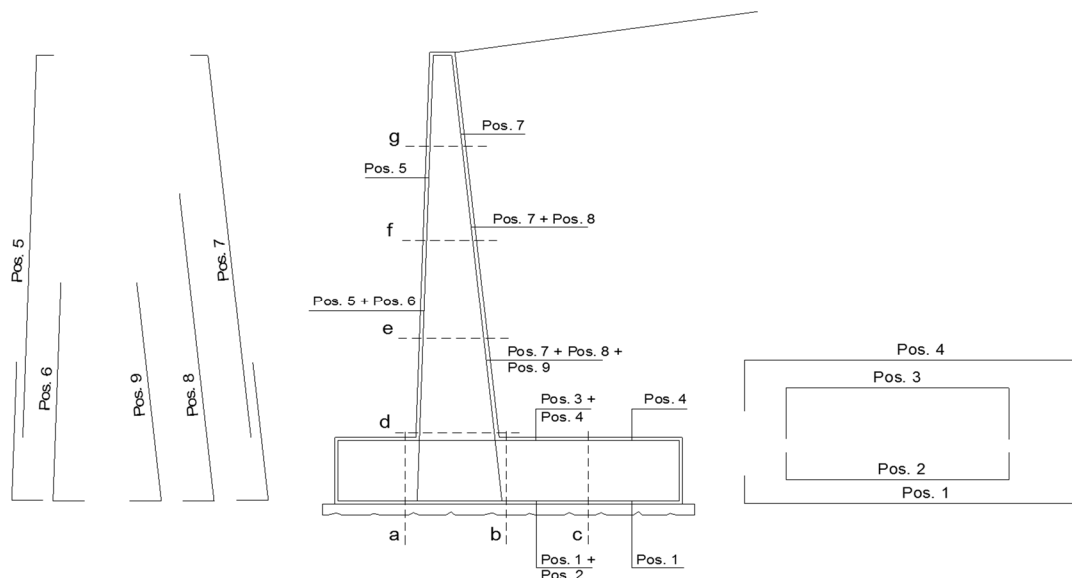
Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	9,44	0,00	0,30	5,65	7,70	57,06
b - b	-42,70	0,00	0,30	7,70	5,65	74,10
c - c	-18,43	0,00	0,30	7,70	5,65	74,10
d - d	47,74	22,50	0,30	7,70	3,93	76,47
e - e	21,70	16,88	0,30	7,70	3,93	75,84
f - f	7,36	11,25	0,30	5,65	3,93	57,83
g - g	1,27	5,63	0,30	5,65	3,93	57,20

(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	39,35	0,30	115,55	10	40	40	21,8	110,21	Armatura a taglio non necessaria
b - b	33,87	0,30	115,55	10	40	40	21,8	110,21	Armatura a taglio non necessaria
c - c	30,28	0,30	115,55	10	40	40	21,8	110,21	Armatura a taglio non necessaria
d - d	44,03	0,30	118,42	10	40	40	21,8	110,21	Armatura a taglio non necessaria
e - e	26,16	0,30	117,70	10	40	40	21,8	110,21	Armatura a taglio non necessaria
f - f	12,86	0,30	116,98	10	40	40	21,8	110,21	Armatura a taglio non necessaria
g - g	4,14	0,30	116,26	10	40	40	21,8	110,21	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICHE A SLE – COMBINAZIONI FREQUENTE E QUASI PERMANENTE

SCHEMA DELLE ARMATURE

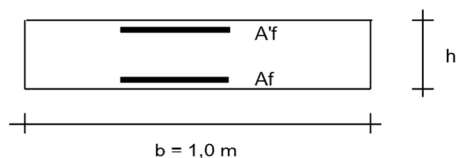


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	12		5	5,0	10	
2			☐	6	5,0	10	☐
3			☐	7	5,0	12	
4	5,0	14		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	7,38	0,00	0,30	5,65	7,70	1,04	55,66	0,068	0,400
b - b	-28,55	0,00	0,30	7,70	5,65	3,57	159,92	0,170	0,400
c - c	-12,22	0,00	0,30	7,70	5,65	1,53	68,43	0,073	0,400
d - d	33,36	22,50	0,30	7,70	3,93	7,20	291,66	0,305	0,400
e - e	14,80	16,88	0,30	7,70	3,93	2,56	97,55	0,097	0,400
f - f	4,82	11,25	0,30	5,65	3,93	0,69	26,26	0,031	0,400
g - g	0,76	5,63	0,30	5,65	3,93	0,09	1,37	0,001	0,400

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

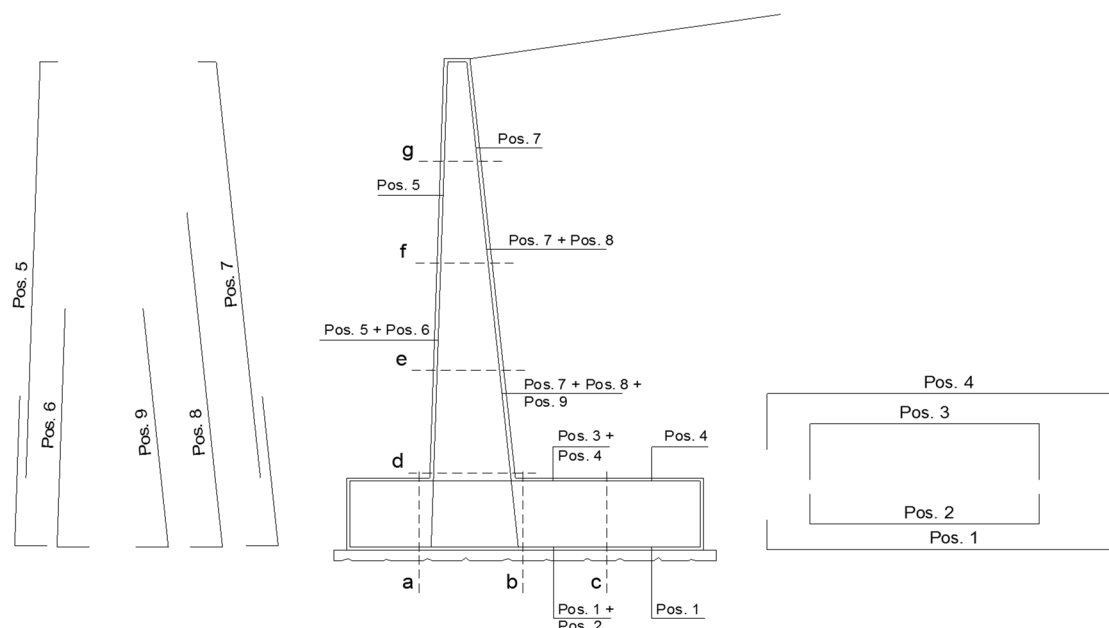
condizione Quasi Permanente

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	7,28	0,00	0,30	5,65	7,70	1,03	54,92	0,067	0,300
b - b	-27,87	0,00	0,30	7,70	5,65	3,48	156,12	0,166	0,300
c - c	-11,93	0,00	0,30	7,70	5,65	1,49	66,84	0,071	0,300
d - d	32,62	22,50	0,30	7,70	3,93	6,95	280,83	0,287	0,300
e - e	14,39	16,88	0,30	7,70	3,93	2,47	93,61	0,093	0,300
f - f	4,63	11,25	0,30	5,65	3,93	0,66	24,88	0,029	0,300
g - g	0,72	5,63	0,30	5,65	3,93	0,09	1,11	0,001	0,300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICHE A SLE – COMBINAZIONI RARA / CARATTERISTICHE

SCHEMA DELLE ARMATURE

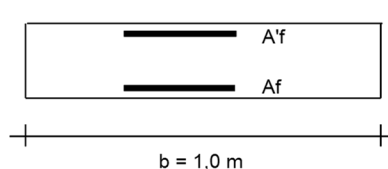


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	12	☐	5	5,0	10	☐
2			☐	6	5,0	10	☐
3			☐	7	5,0	12	☐
4	5,0	14	☐	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	7,82	0,00	0,30	5,65	7,70	1,10	58,99
b - b	-31,47	0,00	0,30	7,70	5,65	3,93	176,25
c - c	-13,37	0,00	0,30	7,70	5,65	1,67	74,91
d - d	35,58	22,50	0,30	13,35	7,85	8,00	325,99
e - e	16,05	16,88	0,30	13,35	7,85	2,85	109,71
f - f	5,37	11,25	0,30	5,65	3,93	0,77	30,41
g - g	0,90	5,63	0,30	5,65	3,93	0,12	2,22

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	9,40	0,00	0,30	5,65	7,70	1,33	70,92
b - b	-40,54	0,00	0,30	7,70	5,65	5,07	227,08
c - c	-16,61	0,00	0,30	7,70	5,65	2,08	93,01
d - d	36,81	21,62	0,30	13,35	7,85	8,72	357,51
e - e	15,90	16,22	0,30	13,35	7,85	2,85	110,15
f - f	4,93	10,81	0,30	5,65	3,93	0,70	27,46
g - g	0,70	5,41	0,30	5,65	3,93	0,08	1,11

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

8. Valutazione dei risultati e validazione della modellazione

I risultati ottenuti con l'ausilio del modello 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 considerando i principali telai della costruzione con schema statico equivalente “a trave iperstatica a tre campate con estremità incastrate, soggette a carico uniforme” e “a portale iperstatico incastrato in fondazione, soggetto a carico uniforme”.

I diagrammi di sollecitazione ottenuti sono stati, quindi, confrontati sia qualitativamente sia quantitativamente, con i risultati numerici di calcolo ottenibili applicando le formule associate ai *diagrammi di sollecitazione* di letteratura secondo la *Scienza delle Costruzioni*.

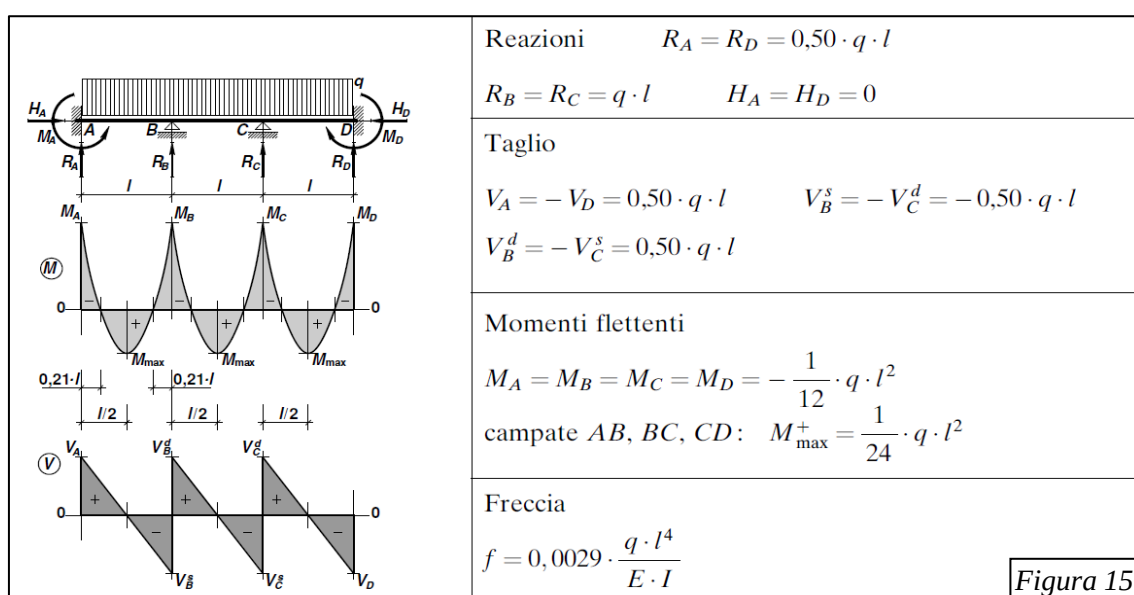


Figura 15

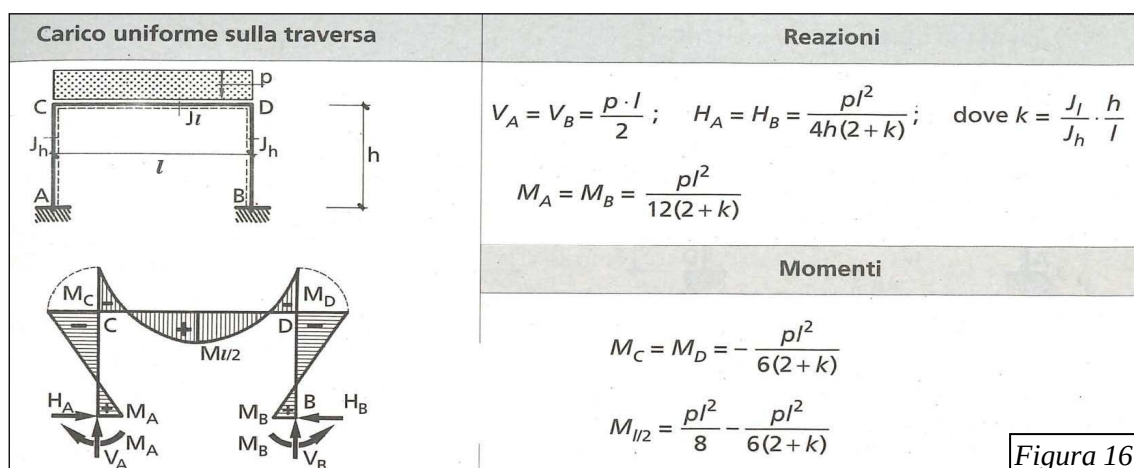


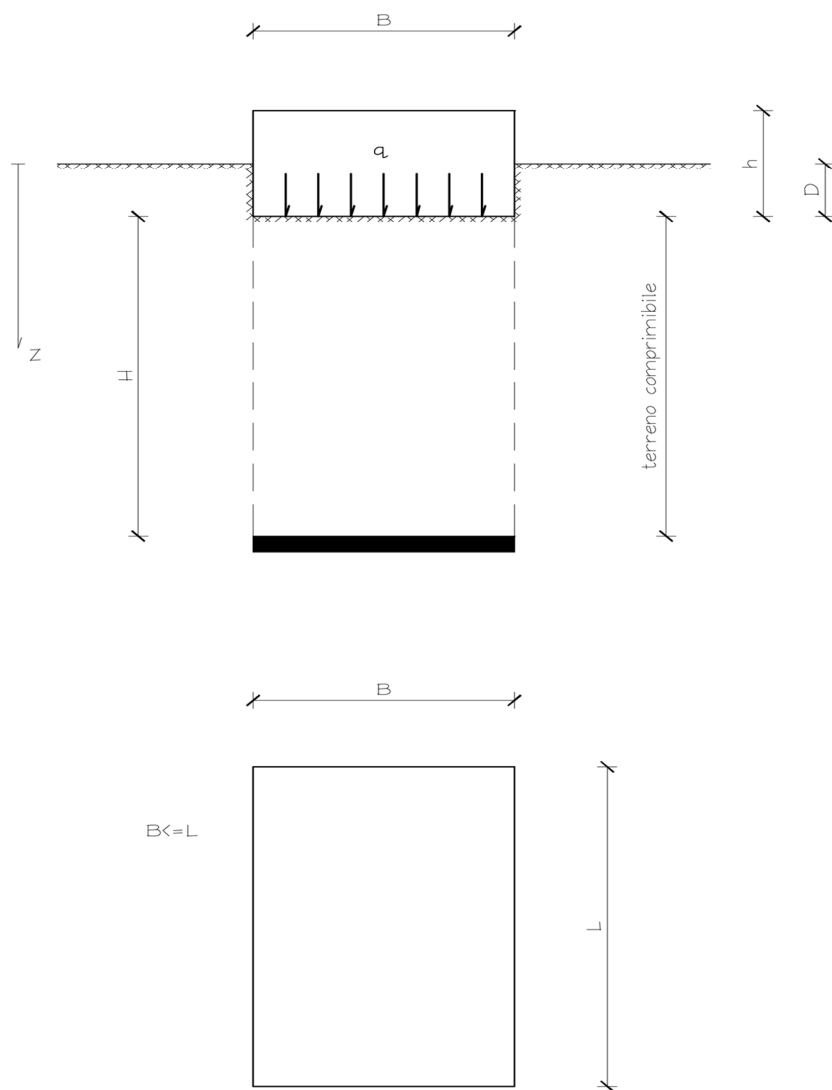
Figura 16

Figure 15 e 16 – Diagrammi di sollecitazione S.d.C.: schemi statici equivalenti semplificati.

Dal confronto 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 ed una sostanziale congruità ed analogia dei valori di calcolo delle sollecitazioni a meno di una limitata ed accettabile tolleranza di calcolo, comunque contenuta entro il 5%.

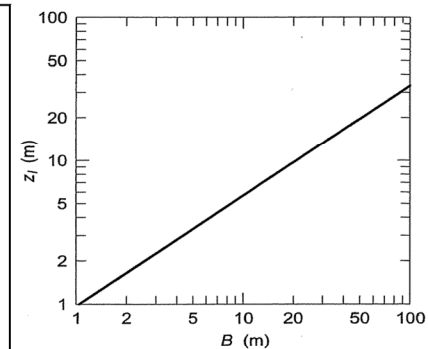
L'andamento qualitativo dei diagrammi di sollecitazione ottenuto mediante il modello di calcolo agli elementi finiti risulta, inoltre, congruente rispetto ai diagrammi relativi agli schemi statici semplificati e noti secondo la Scienza delle Costruzioni.

Si è, inoltre, provveduto alla verifica di compatibilità dei risultati geotecnici mediante la stima semplificata dei cedimenti della costruzione a SLE con il metodo di *Burland and Burbidge* descritto al *paragrafo 7.3*, considerando la compattazione preventiva del piano di sottofondazione e la bonifica preliminare dello stesso con materiale inerte debitamente compattato e costipato meccanicamente, per uno spessore di circa 50 cm, in modo da ottenere un indice di compressibilità correlato a valori di N_{spt} riferiti allo strato più superficiale, a diretto contatto con la fondazione, almeno pari a 25.



N (colpi/30 cm)	25		
1) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (grafico allegato a destra, se N cresce con la profondità) 2) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (pari a 2B, se N decresce c			
z _i (m)	5,00	z _i (cm)	500
I _c	0,019	INDICE DI COMPRESSIBILITA'	

B (m)	z _i (m)
1	1
2	2
5	5
10	10
20	20
50	50
100	100



B (m)	6,80	B (cm)	680
L (m)	13,90	L (cm)	1'390
D (m)	0,00	D (cm)	0
H (m)	5,00	H (cm)	500

$s_{\text{immediato}}$ (mm)	3,09
s_t (mm)	4,77

TIPO CARICO	1	1 (CARICO STATICO) 2 (CARICO DINAMICO)
-------------	---	---

q (daN/m ²)	3'467	q (daN/cm ²)	0,3467	q (KN/m ²)	34,67
γ'_{sup} (daN/m ³)	1'900	γ'_{sup} (daN/cm ³)	0,001900		
		σ'_{v0} (daN/cm ²)	0,00	σ'_{v0} (KN/m ²)	0

f_s (cal)	1,24	COEFFICIENTE DI FORMA
f_s	1,24	

f_H (cal)	1,00	COEFFICIENTE DI SPESSORE STRATO COMPRIMIBILE
f_H	1,00	

t (≥ 3 anni)	50,0	COEFFICIENTE EFFETTI DIFFERITI
f_t (cal)	1,54	
f_t	1,54	

Dai risultati ottenuti mediante il metodo semplificato si possono, quindi, stimare valori di cedimento massimo in fondazione di circa 3 mm, in linea con quelli ottenuti mediante il modello di calcolo ad elementi finiti. I cedimenti differenziali a lungo termine (50 anni) nell'ambito della superficie della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri (circa 2 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 dell'opera.

Visto e considerato quanto sopra riportato si può, dunque, concludere che i risultati ottenuti dalla modellazione della porzione in ampliamento dell'edificio filtri e controllo con l'ausilio del codice di calcolo numerico agli elementi finiti "Midas Gen" possano ritenersi accettabili e compatibili con le risultanze delle analisi semplificate, sia dal punto di vista strutturale che geotecnico e, come tali, attendibili e validabili a tutti gli effetti ai sensi del paragrafo 10.2.1 delle N.T.C.-2018.