



ACEA ATO 2 SPA



Il Responsabile del Procedimento
in fase di progettazione
Ing. Maria Giovanna Sarni

CODICE ATO2- WBS

AAT2	ICS01	000	A342Q.11
------	-------	-----	----------

ELABORATO

SUD10120	PFTE	R	006	O
----------	------	---	-----	---

DATA MARZO 2026	SCALA -
-----------------	---------

INTERCONNESSIONE ACQUEDOTTO
APPIO-ALESSANDRINO AD ACQUEDOTTO
DOGANELLA
LOTTO I

COMUNE DI MONTE COMPATRI
COMUNE DI SAN CESAREO
COMUNE DI COLONNA

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

PROGETTAZIONE:

INGEGNERIA 2P & associati
INGEGNERIA 2P & associati s.r.l.
30027 - San Dona' di Piave (VE)
Via G.B. Dall'Armi 27/3
Tel. +39.0421.307700 Mail:
info@ingegneria2p.it
Web: www.ingegneria2p.it

Responsabile del progetto: Dott. Ing. Nicola Bisetto
Aspetti Idraulici: Dott. Ing. Gianna Panizzutti
Aspetti Ambientali: Dott. Ing. Caterina Masotto
Aspetti Vincolistici: Dott. For. Michele Marchesin
Aspetti Elettrici: Dott. Ing. Mattia Betti
Aspetti Strutturali: Dott. Ing. Giovanni Carretta

Coordinatore per la sicurezza in fase di
Progettazione
Dott. Ing. Nicola Bisetto

AGG. N.	DATA	NOTE	FIRMA
1			
2			
3			
4			
5			



Nicola Bisetto
03.08.2026
15:22:47
GMT+02:00

**INTERCONNESSIONE ACQUEDOTTO APPIO-ALESSANDRINO AD
ACQUEDOTTO DOGANELLA
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA
LOTTO I**

Relazione di Calcolo delle Strutture

INDICE

I.	PREMESSE	3
II.	OGGETTO E SCOPO DELL'INTERVENTO	3
III.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
IV.	MATERIALI	7
V.	SOFTWARE DI CALCOLO	9
VI.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	9
VII.	CRITERI DI PROGETTAZIONE	10
a.	Legami costitutivi dei materiali	13
b.	Azioni sulle costruzioni	14
VIII.	ANALISI DEI CARICHI	23
a.	Azioni verticali sui manufatti	23
b.	Azioni orizzontali sui manufatti	24
c.	Azioni sismiche di massa	24
IX.	COMBINAZIONI DI CARICO	25
a.	Verifiche allo SLU	25
b.	Verifiche allo SLV/SLD	26
c.	Verifiche allo SLE	26
X.	VERIFICHE SUL MANUFATTO	26
a.	Verifica travi trasversali 40x60 cm	28
b.	Verifica travi longitudinali 40x35 cm	30
c.	Verifica pilasti 40x40 cm	32
d.	Verifica platea sp. 35 cm	36
e.	Verifica trave di corsa carroponete	39

I. PREMESSE

La presente relazione concerne i calcoli di verifica strutturale delle opere previste nel progetto di fattibilità tecnico-economica “*Interconnessione acquedotto Appio-Alessandrino ad Acquedotto Doganella*”. Il presente documento è stato redatto in conformità a quanto stabilito D. Lgs n.36 del 31 marzo 2023 e regolamenti attuativi collegati.

II. OGGETTO E SCOPO DELL'INTERVENTO

L'intervento di progetto si estende attraverso i Comuni di Zagarolo, Monte Compatri e Colonna in provincia di Roma.

In particolare l'intervento di progetto si sviluppa per circa 10 km a partire dal Campo Pozzi di Pantano Borghese in Comune di Zagarolo (RM) e prevede la posa di due condotte interrate in affiancamento per una lunghezza ciascuna di 7,3 km circa fino ad arrivare al Serbatoio di Santa Chiara in Comune di Colonna (RM); dal Serbatoio per 2,3 km circa si prevede la posa di un'unica condotta fino all'interconnessione in Via delle Pedicate in Comune di Monte Compatri (RM), con l'adduttrice esistente proveniente dal Campo Pozzi Doganella.

I manufatti oggetto della presente relazione sono:

- L'impianto Pantano che dal punto di vista strutturale consiste in un edificio monopiano in struttura in cemento armato a telaio, solio di copertura tipo bausta e fondazione a platea; le dimensioni planimetriche fuori tutto di questa unità sono pari a 20.65x14.35 m circa; l'altezza della porzione di edificio fuori terra è pari a 5.55 m circa

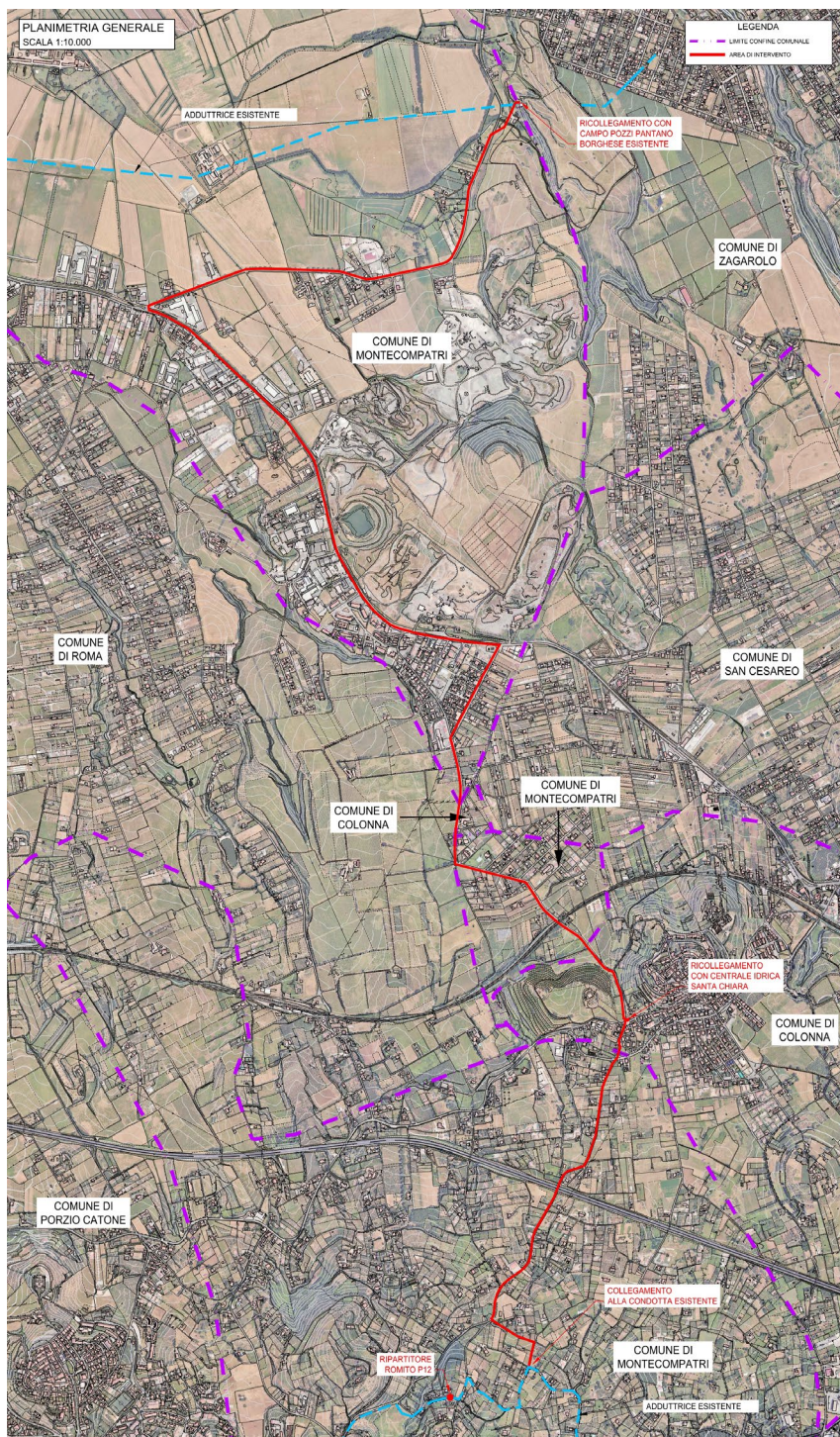


Figura I – Planimetria di inquadramento dell'opera

III. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche geotecniche e strutturali relative alle opere dell'intervento in esame sono state condotte secondo quanto prescritto dalle seguenti Normative:

- Legge n.1086 del 5 novembre 1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974 “Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche”.
- D.M. LL.PP. 11 Maggio 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. LL.PP. del 14 febbraio 1992 “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative a: Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- Circ. Min LL.PP., 15 ottobre 1996, n. 252 “Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M.LL.PP. 9 gennaio 1996”.
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 n°65/AA.GG. “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996”.
- Decreto PdR n. 380 del 6 Giugno 2001 “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”;
- Decreto Legislativo n. 301 del 27 Dicembre 2002 “Modifiche ed integrazioni al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, recante testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia.”;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri OPCM n. 3316 del 2 Ottobre 2003 “Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003.”;
- Decreto Presidente del Consiglio dei Ministri Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 Ottobre 2003 “Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3, 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 Marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.”;

- Eurocodice n. 2 -Progettazione delle strutture in calcestruzzo
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.
- Ordinanza n° 3379 del 5 novembre 2004 “Disposizioni urgenti di Protezione civile”.
- Ordinanza n° 3431 del 3 maggio 2005.
- Ordinanza n° 3452 del 1 agosto 2005.
- Ordinanza n° 3467 del 13 ottobre 2005.
- D.M. del 14 settembre 2005 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- UNI EN 206-1, 2006, “Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104, 2004, Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- D.M. del 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare n. 617 del 02 febbraio 2009 Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- D.G.R. della regione Lazio n. 387 del 22 maggio 2009 “Nuova classificazione sismica della regione Lazio”.
- D.G.R. della regione Lazio n. 835 del 03 novembre 2009 “Rettifica all'allegato I della D.G.R. 387/09”.
- Regolamento regione Lazio concernente “Snellimento delle procedure per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico” n. 2 del 07 febbraio 2012.
- Regolamento regionale n.14 del 13 luglio 2016 “Regolamento regionale per lo snellimento e la semplificazione delle procedure per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico e di repressione delle violazioni della normativa sismica. Abrogazione del Regolamento regionale 7 febbraio 2012 n.2 e successive modifiche.”
- Regolamento regionale n.26 del 26 ottobre 2020 “Regolamento regionale per la semplificazione e l'aggiornamento delle procedure per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico. Abrogazione del regolamento regionale del 13 luglio 2016, n. 14 e successive modifiche”.
- D.M. Infrastrutture e trasporti 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- 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 decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- UNI EN 545, 2010, “Tubi, raccordi e accessori di ghisa sferoidale e loro assemblaggi per condotte d'acqua”.

- UNI EN10224/2006 “Tubi e raccordi di acciaio non legato per il convogliamento di acqua e di altri liquidi acquosi - Condizioni tecniche di fornitura” che va in sostituzione della UNI 6363/84.
- UNI EN 1347-3:2020, “Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione - Sistemi di tubazioni a parete strutturata di policloruro di vinile non plastificato (PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE) - Parte I: Requisiti generali e caratteristiche prestazionali”.
- UNI EN 12666-1:2011, “Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione - Polietilene (PE) - Parte I: Specifiche per i tubi, i raccordi e il sistema”.
- UNI ENV 1046:2003, “Sistemi di tubazioni e condotte di materia plastica - Sistemi di adduzione d'acqua e scarichi fognari all'esterno dei fabbricati - Raccomandazioni per installazione interrata e fuori terra”.

IV. MATERIALI

Requisiti dei materiali – Caratteristiche meccaniche

Calcestruzzo C 28/35 per le elevazioni

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck}+8) / 10)^{0.3} = 32308 \text{ N/mm}^2$

Peso di volume $\gamma_c = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 = 15,87 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 2,77 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,94 \text{ N/mm}^2$

$f_{cfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 3,32 \text{ N/mm}^2$

Classe di esposizione XC3

Classe di consistenza S4

Diametro massimo dell'aggregato 20 mm

Copriferro minimo da garantire 35 mm

Calcestruzzo C 25/30 per le fondazioni

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck}+8) / 10)^{0.3} = 31476 \text{ N/mm}^2$

Peso di volume $\gamma_c = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 = 14,17 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 2,56 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,80 \text{ N/mm}^2$

$f_{cfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 3,08 \text{ N/mm}^2$

Classe di esposizione XC2

Classe di consistenza S4

Diametro massimo dell'aggregato 24 mm

Copriferro minimo da garantire 35 mm

Acciaio B450C controllato in stabilimento:

Resistenza a trazione caratteristica $f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$

Tensione di snervamento caratteristica $f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$

Allungamento uniforme al carico massimo $\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k \geq 75 \%$

Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento $1,15 < (f_t / f_y)_k < 1,35$

Modulo elastico (secondo EC2) $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_s = 1,15$

Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$

Deformazione uniforme ultima $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk} = 67,5 \%$

Nel caso si presenti la necessità di interrompere i getti (in funzione delle dimensioni dei vari elementi costruttivi e/o di eventuali necessità di cantiere) si dovranno predisporre armature di attesa con le lunghezze di sovrapposizione non inferiori a 40 diametri.

Acciaio da carpenteria metallica

Tensione caratteristica a snervamento $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

V. SOFTWARE DI CALCOLO

Il software impiegato per il calcolo strutturale è il SAP2000 Plus 64-bit Version 25.3.1 Build 2773, di Computers and Structures, Inc (website: www.csiamerica.com), regolarmente licenziato.

Per le verifiche di sezione in cemento armato è stato impiegato un software sviluppato internamente o in alternativa il VcaSlu redatto dal Prof. Piero Gelfi.

Il calcolo delle sollecitazioni delle opere è stato condotto avvalendosi di codici di calcolo di sicura e comprovata validità, impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo;
- utilizzo delle versioni più aggiornate;
- pratica d'uso frequente in ufficio.

VI. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Facente parte della presente fase progettuale, è stata redatta una Relazione Geologica che riassume le prove svolte in campo ed in laboratorio negli anni 2022, 2023 e 2025.

Tutte le verifiche condotte nella presente relazione sono state svolte con riferimento alla seguente tabella delle caratteristiche geotecniche presenti nell'area di progetto così come desumibili anche nel sopra citato documento:

CAMPO POZZI PANTANO							
UNITÀ LITOTECNICA		Prof.	γ_{nat}	c'	ϕ'	E_{ed}	sc
		m dal p.c.	kN/m ³	kPa	°	MPa	MPa
A	Terreno di riporto	0.0-1.0	15.0-16.0	0.0	25	3-4	-
B	Piroclastite sabbioso-argillosa	1.0-2.2	16.0-18.0	5-7	25-28	3-5	-
C	Depositi lavici litoidi	2.2 – 2.9	24.4	-	-	-	47.4
D	Piroclastite sabbioso-limosa con intercalazioni di livelli di colate laviche	2.9-9.0	20.0-21.0	4-7	31,5-32	3.5-5.3	-
E	Piroclastite sabbioso-argillosa con intercalazioni di livelli mediamente cementati	Da 9.0 ad almeno 20.0	16	7-8	27-33	3-5	-

Livello falda idrica: 1.7 - 2.4 m dal p.c. (piezometro SI 2023)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: TI

In aggiunta, sempre all'interno del medesimo documento, si esclude la possibilità di problematiche legate alla liquefazione dei terreni.

VII. CRITERI DI PROGETTAZIONE

Il Decreto Ministeriale 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” e la successiva Circolare Ministeriale del 11.02.2019 “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni” adeguano le normative italiane agli standard degli Eurocodici Strutturali che rappresentano le più recenti ed innovative normative europee in materia di costruzioni. Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità. Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

Circa le indicazioni applicative per l'ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nella norma, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici, in

particolare quindi agli Eurocodici con i relativi Annessi Tecnici Nazionali (DAN) che costituiscono il sistematico supporto applicativo delle stesse norme.

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme. La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la sua vita nominale. La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni durante i quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata.

Si definisce stato limite la condizione, superata la quale, l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. Le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU) ovvero capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE) ovvero capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali ovvero capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti;

Il progetto della rete rientra tra le strutture non di importanza strategica, appartenendo dunque al Tipo 2 – Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali, e dighe di dimensioni contenute o di importanza non strategica.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Figura 2 – Tabella 2.4.1 NTC 17/01/2018

Il tipo di costruzione 2 prevede una Vita Nominale $V_N \geq 50$ anni. La classe d'uso dell'opera individua il grado di prestazione atteso dalla struttura in presenza di azione sismica, in riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Nella fase di progetto questo concetto si traduce nell'applicazione di azioni tanto più gravose, quanto più la struttura risulta importante in termini di sicurezza collettiva e pubblico interesse. La Normativa suddivide gli edifici in quattro categorie e le opere in oggetto rientrano in Classe II:

- Costruzioni il cui uso non preveda affollamenti significativi.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Figura 3 – Tabella 2.4.2 NTC 17/01/2018

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 4 – Tabella 2.4.II NTC 17/01/2018

Per le opere in esame si ricava $V_R = 50 \times 1 = 50$ [anni].

a. Legami costitutivi dei materiali

Diagramma di calcolo tensione-deformazione del conglomerato cementizio

Per il conglomerato cementizio è stato adottato il diagramma parabola-rettangolo, rappresentato nella figura sottostante, è definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, avente asse parallelo a quello delle tensioni, e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni tangente alla parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa $\varepsilon_{c2} = 0.20\%$, l'estremità del segmento ha ascissa $\varepsilon_{cu2} = 0.35\%$. L'ordinata massima del diagramma è pari a f_{cd} .

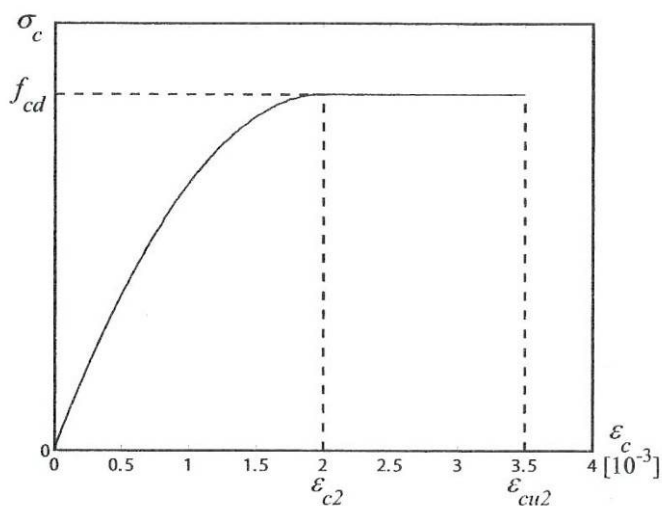


Figura 5 – Diagramma di calcolo tensione-deformazione parabola-rettangolo del conglomerato cementizio a molto bassa e bassa e media resistenza

Diagramma di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

È stato adottato, quale diagramma di calcolo tensione-deformazione, il diagramma rappresentato nella figura sottostante, riferito alla tensione di snervamento di calcolo f_{yd} , di un acciaio ordinario. Esso si ottiene a partire dal diagramma caratteristico, secondo le modalità indicate nella figura, in cui:

$\varepsilon_{ud} = 0.9 \cdot \varepsilon_{uk}$, deformazione ultima di progetto;

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$, tensione di snervamento di progetto.

Il diagramma caratteristico è determinato dai seguenti parametri:

f_{yk} , tensione caratteristica di snervamento;

k , rapporto tra la tensione caratteristica di picco e la tensione caratteristica di snervamento;

E_s , modulo elastico dell'acciaio;

ε_{uk} , deformazione in corrispondenza del picco di tensione.

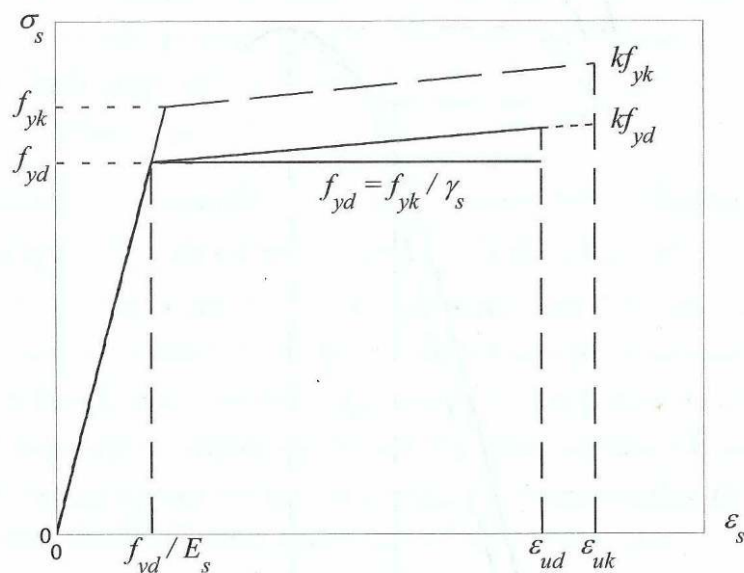


Figura 6 – Diagrammi di calcolo tensione/deformazione per l'acciaio (linee continue) e diagramma caratteristico (linea tratteggiata)

b. Azioni sulle costruzioni

Le azioni prese in esame per l'analisi e le verifiche delle opere in progetto verranno classificate:

- in base al modo di esplicarsi
 - carichi distribuiti, forze concentrate
- secondo la risposta strutturale
 - azioni statiche
 - azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti
 - azioni dinamiche
 - azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti
- secondo la variazione dell'intensità nel tempo
 - azioni permanenti (G)
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali, peso proprio del terreno, forze indotte dal terreno, peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
 - azioni variabili (Q)

- sovraccarichi accidentali “Q_i”, neve “Q_N”, vento “Q_W”
- azioni sismiche (E)

Analisi allo S.L.U.

Definite le opportune combinazioni delle azioni (azioni di calcolo, F_d), si valutano le azioni interne (sollecitazioni di calcolo, E_d) nei vari elementi strutturali. Per ogni elemento strutturale sono valutate le resistenze (resistenze di calcolo, R_d). La verifica della sicurezza agli stati limite ultimi si ritiene soddisfatta controllando che, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni delle azioni prese in esame, risulti:

$$R_d \geq E_d$$

Le azioni di calcolo F_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

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

dove:

G₁ rappresenta il valore nominale dei carichi permanenti (peso proprio, carichi permanenti portati, precompressione, ecc);

G₂ rappresenta il valore nominale dei carichi permanenti non strutturali;

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile che può agire contemporaneamente all'azione dominante;

γ_{G1}, γ_{G2}, γ_{Qi} rappresentano i coefficienti parziali;

ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag 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).

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono:

Stati limite di esercizio

- Stato Limite di Operatività (**SLO**);

- Stato Limite di Danno (**SLD**);

Stati limite ultimi

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**);
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (**SLC**).

Ad ogni stato limite corrisponde una probabilità di superamento PVR.

Per le opere di progetto il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito qualora siano soddisfatte le verifiche relative ai soli SLD e SLV.

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale Z, da considerarsi tra loro indipendenti. Le componenti sono descritte dagli spettri di risposta elastici in accelerazione funzione del periodo di riferimento PVR e l'accelerazione orizzontale massima attesa a_g .

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalla seguente espressione:

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

con:

- S, è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = SS \times ST$$

essendo SS il coefficiente di amplificazione stratigrafica e ST il coefficiente di amplificazione topografica;

- η , è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione seguente:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0.55$$

- F_o , è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2.;
- T_B , T_C , T_D , sono i periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dalla categoria del suolo di fondazione.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalla seguente espressione:

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

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

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

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

- 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:

$$F_v = 1.35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

- a_g , F_o , S , h , sono stati definiti in precedenza;
- i valori di S_s , T_B , T_C , T_D sono riportati nella tabella seguente.

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

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_v per lo S.L.V.

Per gli stati limite di esercizio 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_v per lo S.L.D. Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente nei termini specificati dall'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

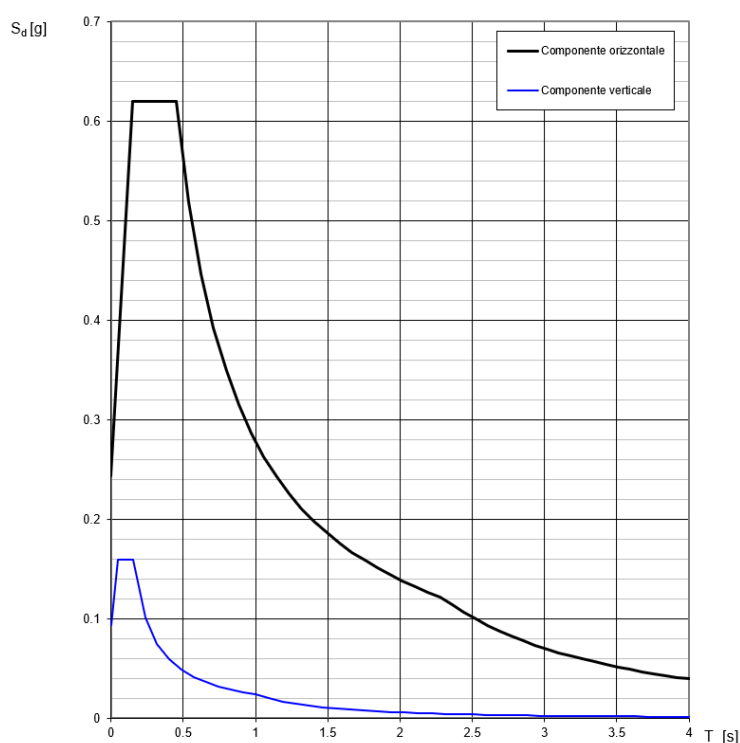
Relativamente alla verifica allo stato limite ultimo (S.L.U.), sono state effettuate le verifiche considerando la combinazione della azione sismica con le altre azioni:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

- E , azione sismica per lo stato limite;
- ψ_{2i} , coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_{kj} .

A titolo esemplificativo si riporta lo spettro di risposta sitospecifico, relativo allo SLV per la categoria di sottosuolo C e per la categoria topografica T1.

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



Analisi allo S.L.E.

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

- combinazioni RARE:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazioni FREQUENTI:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazioni QUASI PERMANENTI:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

ψ_{0i} , coefficiente di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici;

ψ_{1i} , coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} , coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Nello spirito del metodo semiprobabilistico, la misura della sicurezza è condotta verificando, note che siano le condizioni ambientali (condizioni ordinarie, aggressive o molto aggressive) e la sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili, poco sensibili), le combinazioni di azioni da considerare (combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti), che sia:

$$E_d \leq R_d$$

dove R_d è la resistenza di progetto, funzione delle proprietà dei materiali e fissata in base alle classi ambientali ed al tipo di armature, mentre E_d è l'effetto dell'applicazione delle azioni appena definite.

Gli stati limiti di esercizio di cui si prevede in seguito la verifica sono i seguenti:

- stato limite di fessurazione;
- stato limite delle tensioni di esercizio;
- stato limite di deformazione.

Stato limite di fessurazione

Le fessure possono essere indotte da deformazioni imposte e dall'azioni dei carichi.

Le norme tecniche definiscono tre diversi stati limite di fessurazione che, in ordine decrescente di severità, sono lo stato limite di decompressione, lo stato limite di formazione delle fessure e lo stato limite di apertura delle fessure e vanno scelti a seconda delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature.

Stato limite di decompressione

Lo stato limite di decompressione consiste nel controllare che la tensione nel calcestruzzo, a causa delle sollecitazioni di progetto prescritte, sia al più nulla in tutti i punti della sezione cioè che la sezione deve essere soggetta esclusivamente a tensioni di compressione.

Stato limite di formazione delle fessure

Lo stato limite di formazione delle fessure consiste nel controllare che la massima tensione normale di trazione nel calcestruzzo risulti inferiore $f_{ctm} / 1.2$, considerando le caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Lo stato limite di apertura delle fessure consiste nel verificare che l'ampiezza caratteristica delle fessure che si formano nell'elemento in calcestruzzo armato si mantengono al di sotto dei limiti previsti dalla normativa. Il valore caratteristico di calcolo (w_d) è espresso dalla relazione seguente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure, calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δs_m .

Per le strutture contenenti liquidi ACEA S.p.A. richiede una verifica a fessurazione che preveda:

per le combinazioni di carico quasi permanenti, uno stato limite di formazione delle fessure;

per le combinazioni di carico frequenti, uno stato limite di apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale a $w_l=0.2$ mm.

Per le altre tipologie di strutture si esegue una verifica a fessurazione che prevede:

- per le combinazioni di carico quasi permanenti, uno stato limite di apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale rispettivamente a $w_l=0.2$ mm;
- per le combinazioni di carico frequenti, uno stato limite di apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale a $w_2=0.3$ mm.

Stato limite delle tensioni in esercizio

La normativa impone di limitare le tensioni agenti (di lavoro) nei materiali in fase di esercizio. Questa verifica deve essere effettuata per le combinazioni di azioni rare e quasi permanenti

La massima tensione di compressione σ_c del conglomerato cementizio deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck}$ per combinazione rara;
- $\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck}$ per combinazione quasi permanenti;

La tensione massima σ_s nell'acciaio, indotta dalle azioni dovute alle combinazioni rare, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

Stato limite di deformazione

Le deformazioni di un elemento o di una struttura devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. I limiti di deformazione da imporre alla struttura, in linea di principio, non dovranno superare i valori per i quali si possono verificare inconvenienti agli elementi collegati alla struttura aventi comportamento fragile (vetrate, tramezzature, pavimentazioni, etc.). In altri casi i limiti possono essere imposti per assicurare il corretto funzionamento di macchinari o impianti. Seppur in via indiretta, il controllo delle deformazioni permette anche di limitare vibrazioni fastidiose.

Orientativamente, la norma ISO 4356 indica i valori massimi di deformazione validi per edifici di uso comune (abitazione, uffici, etc.) per i quali si ritiene che frecce inferiori a $l/250$ della luce, indotte da carichi quasi permanenti, non compromettano l'aspetto e la funzionalità della struttura. Inoltre, inflessioni non maggiori di $l/500$ della luce, dovute al peso degli elementi non strutturali, sono in genere tollerabili senza che gli stessi si danneggino.

Nelle strutture in cemento armato devono considerarsi anche le componenti di deformazione differita del calcestruzzo quali il ritiro e la viscosità.

Per travi con sezione rettangolare o ad esse assimilabili aventi luce non superiore a 10 m e per piastre rettangolari, si può omettere la verifica di deformabilità purché i rapporti luce/altezza risultino inferiori a quelli riportati nella tabella seguente (nel caso delle piastre rettangolari la luce è la minore dimensione in pianta).

Condizioni di vincolo	l/h
Travi a sbalzo	7
Travi e piastre semplicemente appoggiate	20
Travi continue, piastre incastrate	26

VIII. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito nel dettaglio i carichi considerati secondo quanto prescritto dalla NTC 2018.

a. Azioni verticali sui manufatti

I manufatti in progetto sono sottoposti a varie tipologie di carico, la cui descrizione e caratterizzazione è riportata di seguito.

Peso proprio

Il peso proprio dell'elemento strutturale è calcolato come prodotto fra il volume dell'elemento stesso per il peso specifico del materiale di cui è costituito:

$$ppr = \gamma_m \cdot s \cdot A$$

con:

γ_m : peso specifico del materiale costituente (Acciaio: $\gamma_m = 78.5 \text{ kN/m}^3$, CIs arm. $\gamma_m = 25.0 \text{ kN/m}^3$)

s : spessore dell'elemento;

A : area trasversale dell'elemento;

In ogni caso tali carichi vengono computati in automatico dal software di calcolo.

Carichi permanenti non strutturali G2

Il valore del carico permanente è dato dal peso degli elementi non strutturali (ad esempio le apparecchiature presenti), che può essere modellato come una forza concentrata o un carico distribuito.

Nel caso specifico appartenenti a questo gruppo di carichi per l'unità in esame possiamo elencare:

nr. 3 pompe del peso di 2.0 ton/cad

nr. 2 casse d'aria del peso di 4.0 ton/cad

0.200 t/m² in corrispondenza del piano di copertura (finiture)

0.300 t/m² come peso della muratura di tamponamento (spessore complessivo 32.5 cm circa)

Azioni variabili Q

Il carico accidentale può essere di tipo puntuale [forza concentrata, (Facc) oppure distribuito (qacc)].

Nel caso specifico appartenenti a questo gruppo di carichi per l'unità in esame possiamo elencare:

carico uniforme di 0.600 t/m² in corrispondenza del piano di calpestio inferiore

un carico uniforme di 0.050 t/m² in corrispondenza del piano di copertura (carico da neve)

b. Azioni orizzontali sui manufatti

Azione del vento

Trattandosi di una tipologia di edificio stagno, sono state assunte le seguenti pressioni:

0.075 t/m² per le superfici sopravento

0.035 t/m² per le superfici sottovento

c. Azioni sismiche di massa

Azioni sismiche di massa

Calcolo dei pesi sismici

I carichi sismici vengono valutati come indicato nel DM 2018, ovvero:

$$W = G_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

ψ_{2i} è il coefficiente di destinazione d'uso associato all'azione variabile Q_i .

I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinati linearmente (in somma e in differenza) con quelli conseguenti ai carichi statici per ottenere le sollecitazioni complessive, in condizione di sisma nelle direzioni di calcolo prescelte.

Azioni sismiche orizzontali

In strutture deformabili come quella in esame, il calcolo delle azioni sismiche può essere condotto con riferimento ad un'analisi lineare statica. Nello specifico caso il primo periodo di vibrare significativo della struttura risulta cadere all'interno del plateau dello spettro di risposta sia in direzione longitudinale che trasversale. Pertanto l'azione sismica può essere calcolata con l'espressione:

$$F_h = S_d \cdot \frac{W}{g} = [a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \frac{W}{g}] / q$$

Si riportano nel seguito i parametri sismici di riferimento per l'area oggetto di intervento.

Ubicazione: Comune di Roma

Lat: 41.872267°

Long: 12.739741°

Vita nominale dell'opera: VN = 50 anni

Classe d'uso dell'opera: II (costruzioni ordinarie)

Coefficiente d'uso dell'opera: Cu = 1.0

Categoria del sottosuolo: C

Categoria topografica: TI (pendenze inferiori ai 15°)

Alla luce delle assunzioni progettuali sopra riportate i parametri sismici caratterizzanti lo spettro di risposta elastico allo SLV risultano i seguenti:

$a_g = 0.169 g$

$F_o = 2.540$

$TC^* = 0.281 s$

$SS = 1.442$

$CC = 1.596$

$ST = 1.00$

$S = 1.442$

$TB = 0.150 s$

$TC = 0.449 s$

$TD = 2.277 s$

IX. COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito nel dettaglio le combinazioni di carico adottate per le verifiche strutturali.

a. Verifiche allo SLU

	Peso proprio	Permanenti	Accidentali p.t.	Accidentali cop.
Comb. 01	1.30	1.50	1.50	1.50

b. Verifiche allo SLV/SLD

	Peso proprio	Permanenti	Accidentali p.t.	Accidentali cop.	Sisma X	Sisma Y
Comb. 02	1.00	1.00	0.80	0.00	1.00	0.30
Comb. 03	1.00	1.00	0.80	0.00	1.00	-0.30
Comb. 04	1.00	1.00	0.80	0.00	-1.00	0.30
Comb. 05	1.00	1.00	0.80	0.00	-1.00	-0.30
Comb. 06	1.00	1.00	0.80	0.00	0.30	1.00
Comb. 07	1.00	1.00	0.80	0.00	0.30	-1.00
Comb. 08	1.00	1.00	0.80	0.00	-0.30	1.00
Comb. 09	1.00	1.00	0.80	0.00	-0.30	-1.00

c. Verifiche allo SLE

	Peso proprio	Permanenti	Accidentali p.t.	Accidentali cop.
Comb. 10 - rara	1.00	1.00	1.00	0.50
Comb. 11 - freq.	1.00	1.00	0.90	0.20
Comb. 12 - q. perm.	1.00	1.00	0.80	0.00

X. VERIFICHE SUL MANUFATTO

Si propone nel seguito la geometria del manufatto così come descritta nella modellazione ad elementi finiti.

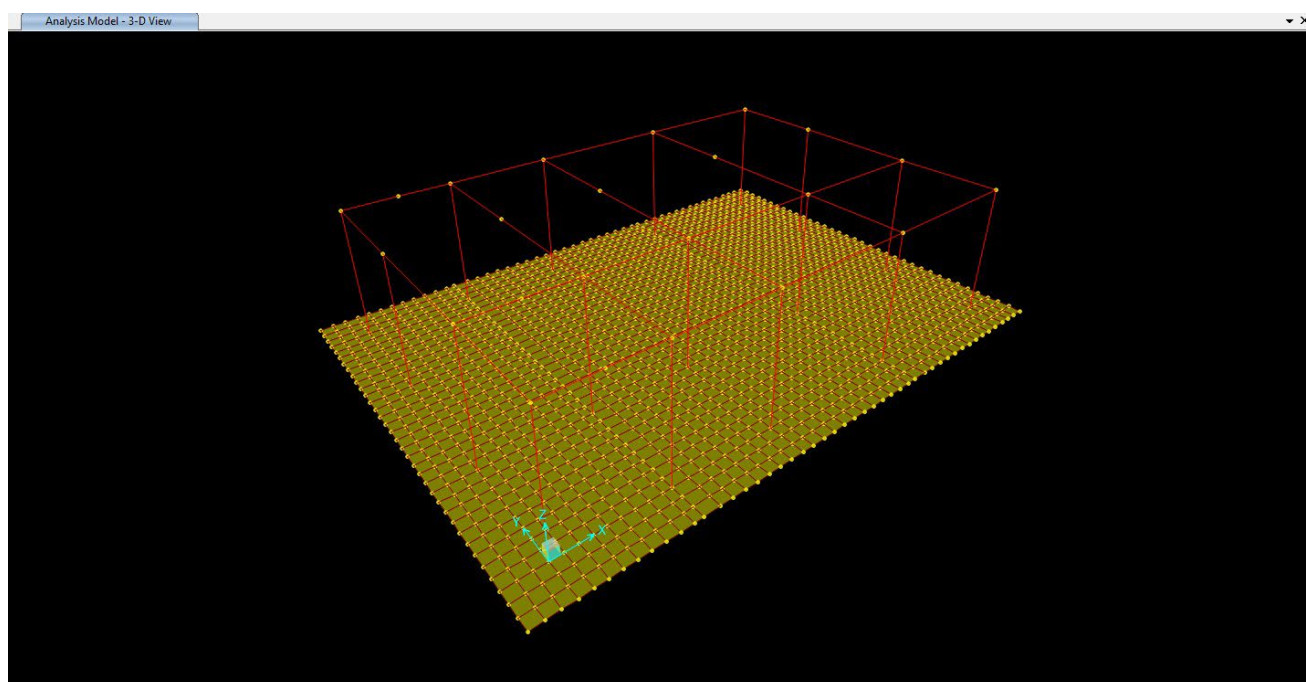


Figura 7 – Modello ad elementi finiti

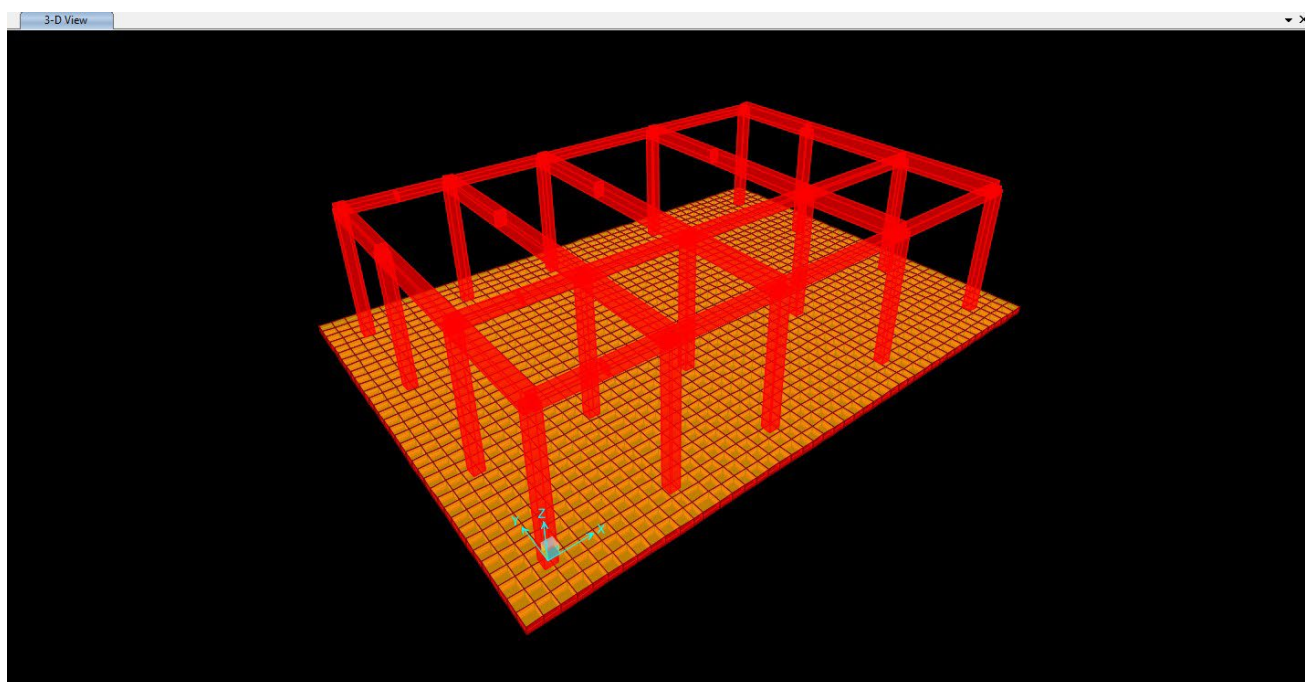


Figura 8 – Modello ad elementi finiti

Si riportano nel seguito diagrammi di sollecitazione e verifiche di sezione allo SLU per tutti gli elementi in esame. Fermo restando che ai fini di verifica è stata esaminata la totalità delle combinazioni di carico, nel seguito sono riportate le mappe di sollecitazione di una singola combinazione di carico. Si è preferito procedere in questo modo piuttosto che presentare le sollecitazioni di involucro in quanto nel caso di molte combinazioni di carico si perde di vista la distribuzione intuitiva delle componenti d'azione interna all'interno dell'elemento, rendendo di fatto poco comprensibili le mappe presentate. D'altro canto una presentazione delle sollecitazioni per ogni singola combinazione di carico diventerebbe di fatto eccessivamente dispersiva in termini di lettura del presente documento.

a. Verifica travi trasversali 40x60 cm

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione per la prima combinazione di carico.

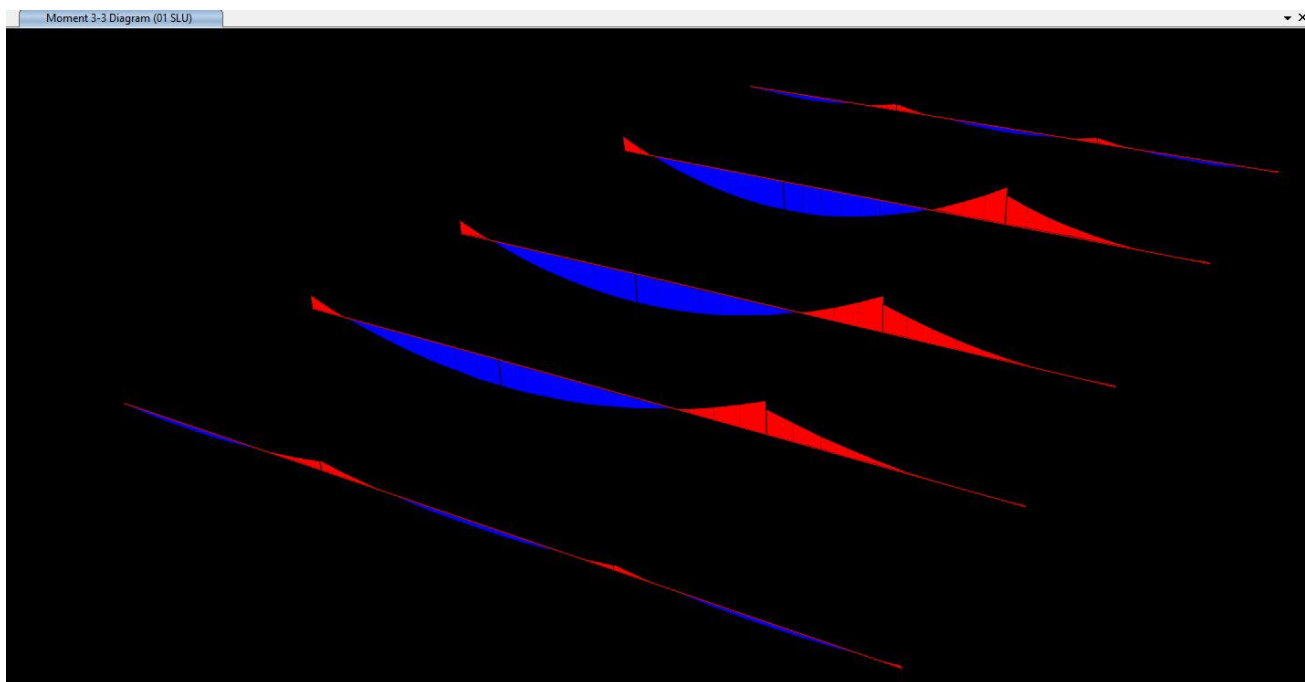


Figura 9 – SLU – M_{33}

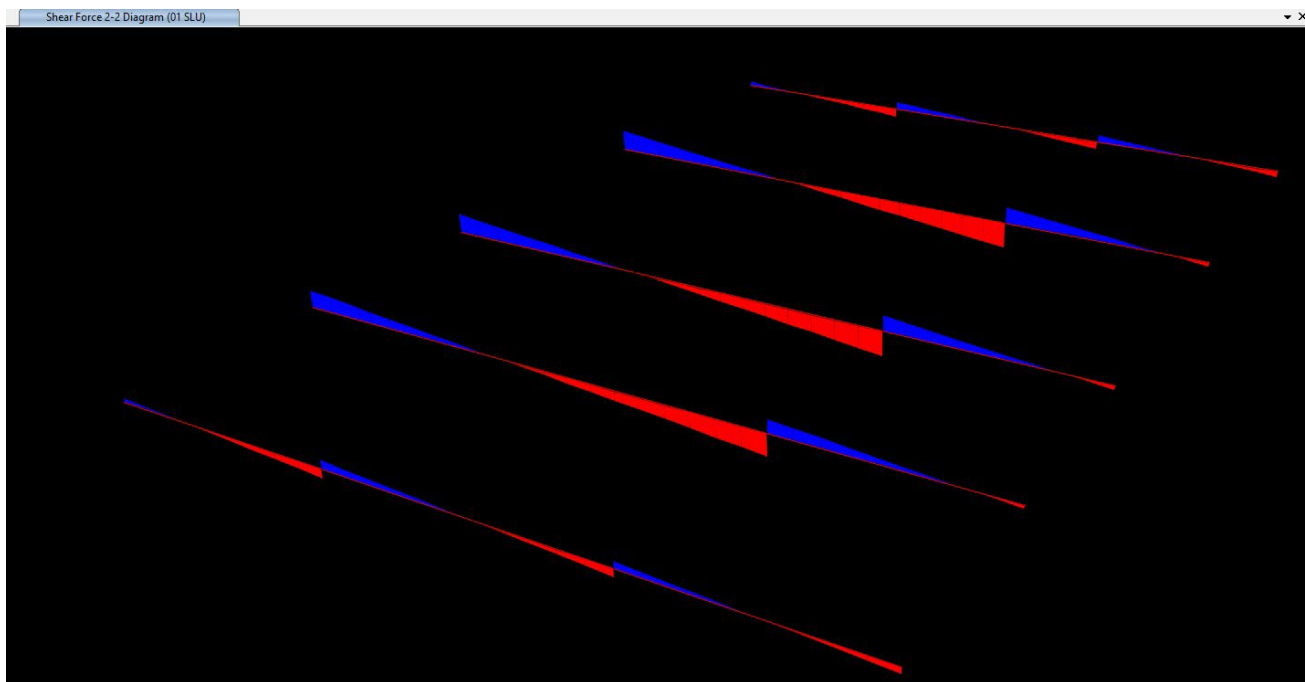


Figura 10 – SLU – V_{22}

Verifiche SLU

Comb.	Soll.	Posiz.	Valore [tm]	As	Verifica
SLU	M ₃₃	Appoggio	44.85	4φ24 + 4φ22	S.F. = 1.32
SLU	M ₃₃	Campata	37.42	4φ24 + 4φ22	S.F. = 1.58

$$V_{22} = 31.04 \text{ t}$$

$$A_s = 2\phi 12/20 + 2\phi 10/20$$

$$V_{rsd} = 36.32 \text{ t}$$

$$V_{rcd} = 80.00 \text{ t}$$

Verifiche SLV

Comb.	Soll.	Posiz.	Valore [tm]	As	Verifica
SLU	M ₃₃	Appoggio	35.64	4φ24 + 4φ22	S.F. = 1.66
SLU	M ₃₃	Campata	27.07	4φ24 + 4φ22	S.F. = 2.19

$$V_{22} = 38.84 \text{ t}$$

$$A_s = 2\phi 12/20 + 2\phi 10/20$$

$$V_{rsd} = 43.29 \text{ t}$$

$$V_{rcd} = 78.79 \text{ t}$$

Verifiche SLE

Comb.	Soll.	Posiz.	Valore [tm]	wk [mm]	σ _c [kg/cm ²]	σ _s [kg/cm ²]
RARA	M ₃₃	Appoggio	27.44		84	1963
	M ₃₃	Campata	26.38		81	1887
FREQ	M ₃₃	Appoggio	26.85	0.213		
	M ₃₃	Campata	25.81	0.204		
Q.PERM.	M ₃₃	Appoggio	26.46	0.209	81	
	M ₃₃	Campata	25.43	0.201	78	

La verifica per questa fase di progettazione si considera soddisfatta nonostante alcune verifiche di fessurazione superino minimamente i valori massimi consentiti da normativa.

b. Verifica travi longitudinali 40x35 cm

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione per la prima combinazione di carico.

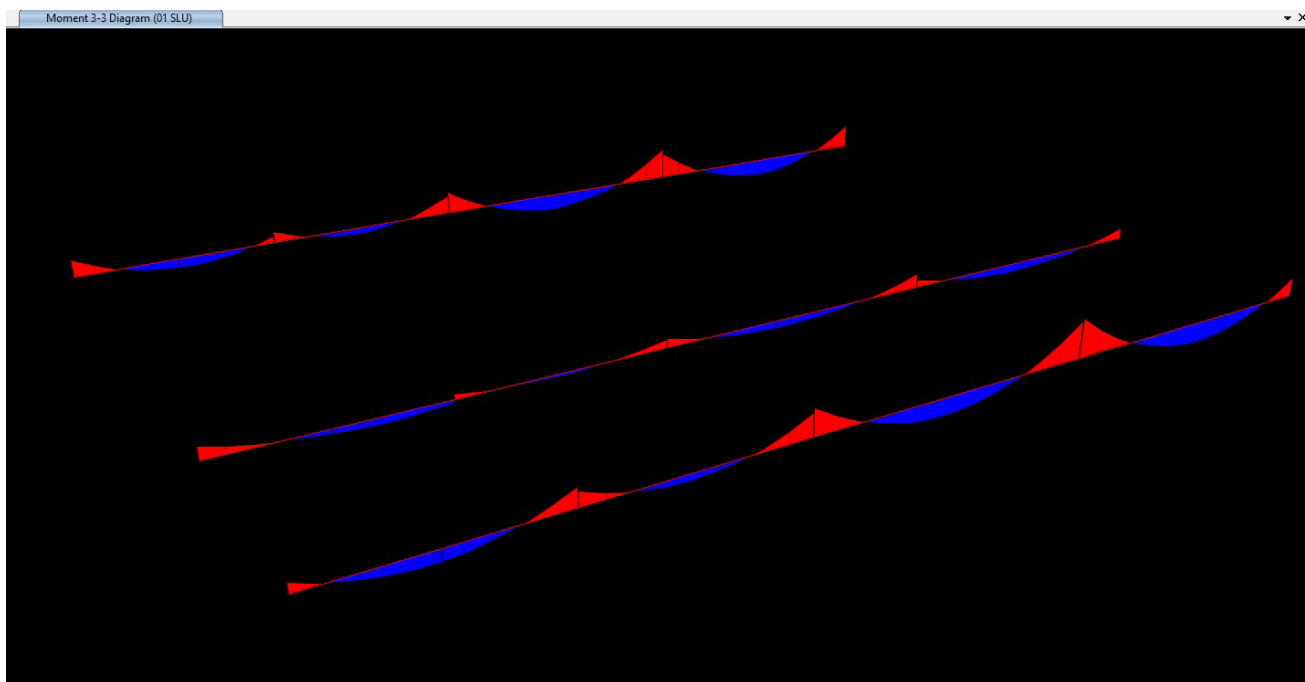


Figura 11 – SLU – M_{33}

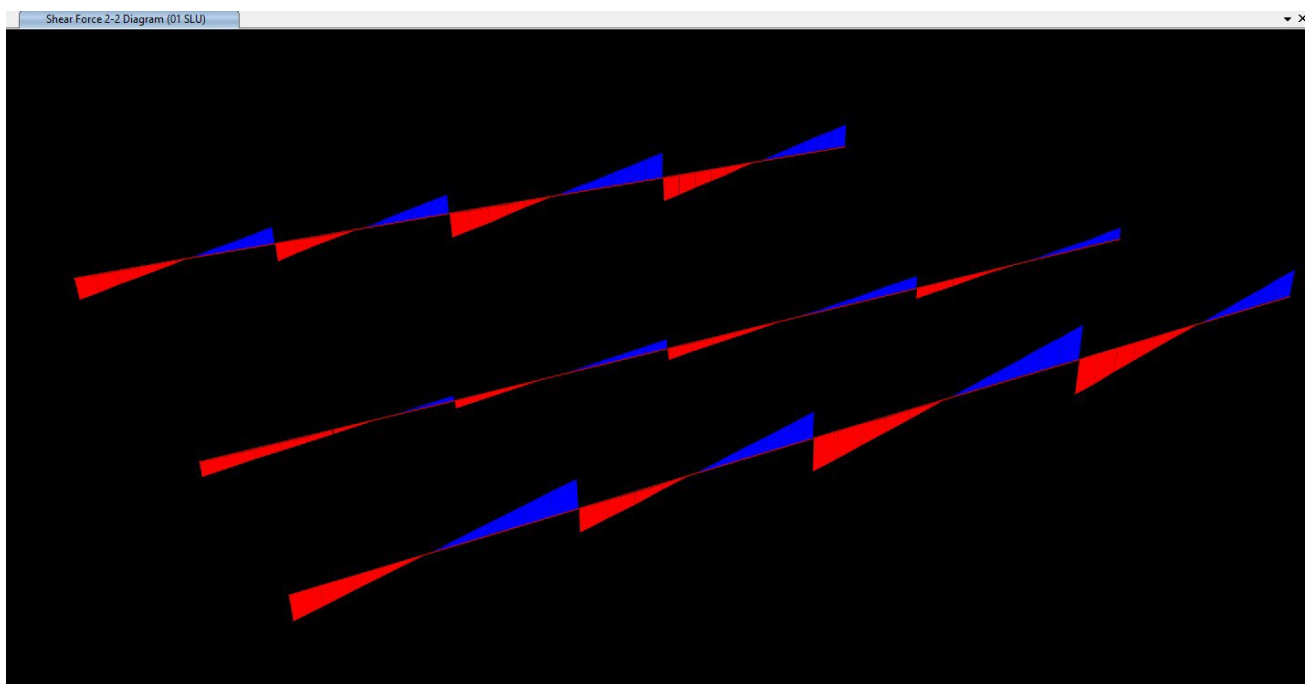


Figura 12 – SLU – V_{22}

Verifiche SLU

Comb.	Soll.	Posiz.	Valore [tm]	As	Verifica
SLU	M ₃₃	Appoggio	4.08	4φ18	S.F. = 2.47
SLU	M ₃₃	Campata	2.15	4φ18	S.F. = 4.69

$$V_{22} = 3.79 \text{ t}$$

$$A_s = 2\phi 10/20$$

$$V_{rsd} = 7.97 \text{ t}$$

$$V_{rzd} = 42.96 \text{ t}$$

Verifiche SLV

Comb.	Soll.	Posiz.	Valore [tm]	As	Verifica
SLU	M ₃₃	Appoggio	8.26	4φ18	S.F. = 1.22
SLU	M ₃₃	Campata	5.64	4φ18	S.F. = 1.79

$$V_{22} = 6.17 \text{ t}$$

$$A_s = 2\phi 10/20$$

$$V_{rsd} = 7.97 \text{ t}$$

$$V_{rzd} = 42.96 \text{ t}$$

Verifiche SLE

Comb.	Soll.	Posiz.	Valore [tm]	wk [mm]	σ _c [kg/cm ²]	σ _s [kg/cm ²]
RARA	M ₃₃	Appoggio	2.48		36	979
	M ₃₃	Campata	1.58		23	624
FREQ	M ₃₃	Appoggio	2.45	0.078		
	M ₃₃	Campata	1.56	0.000		
Q.PERM.	M ₃₃	Appoggio	2.43	0.077	36	
	M ₃₃	Campata	1.54	0.000	23	

c. Verifica pilasti 40x40 cm

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione per la prima combinazione di carico.

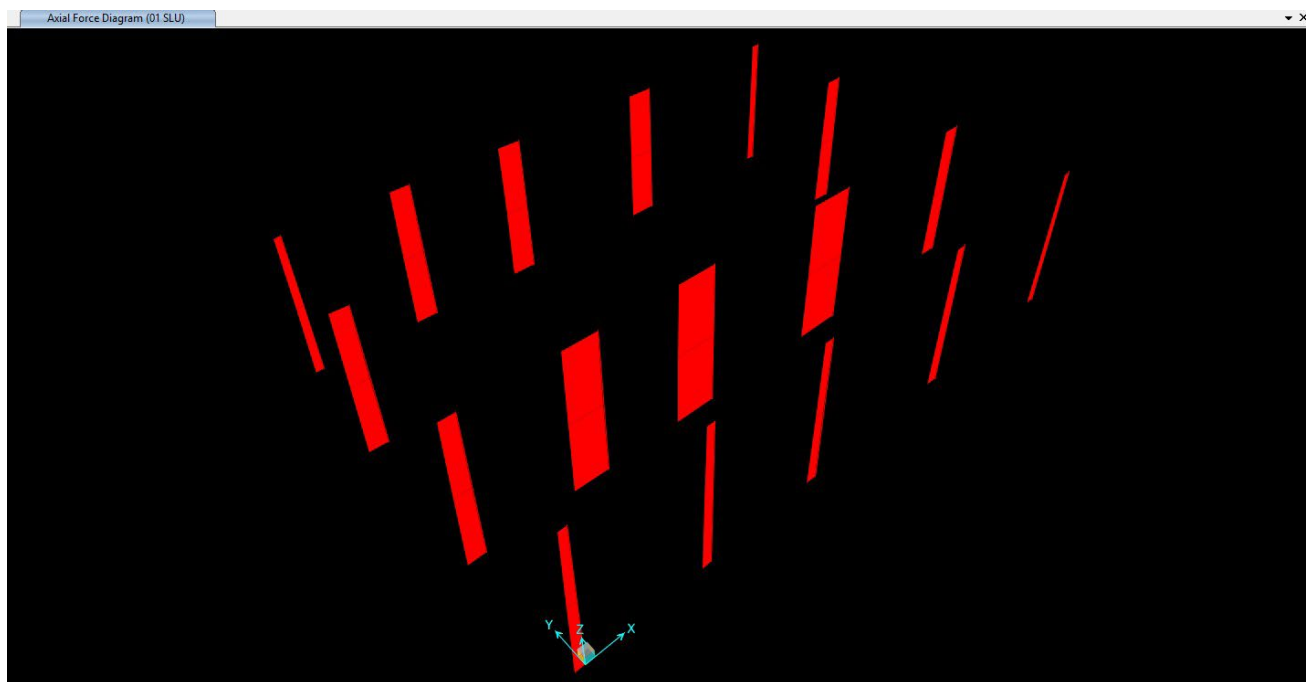


Figura I3 – SLU – N

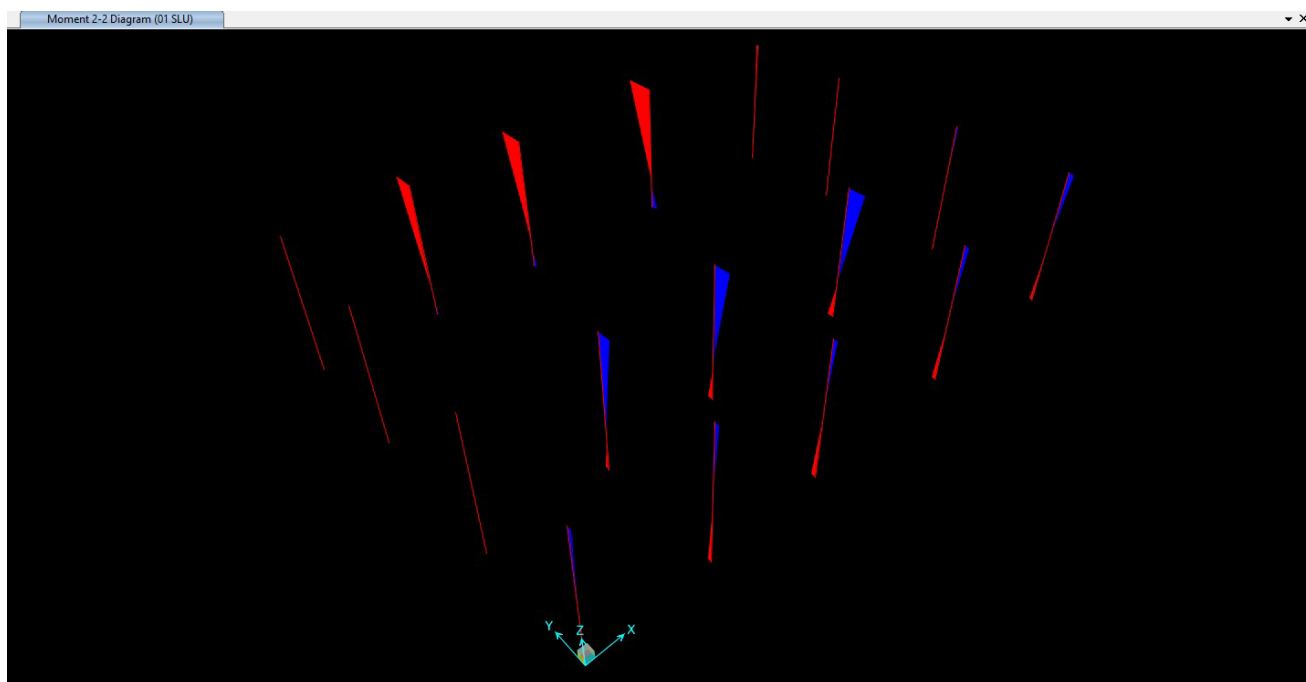


Figura I4 – SLU – M_{22}

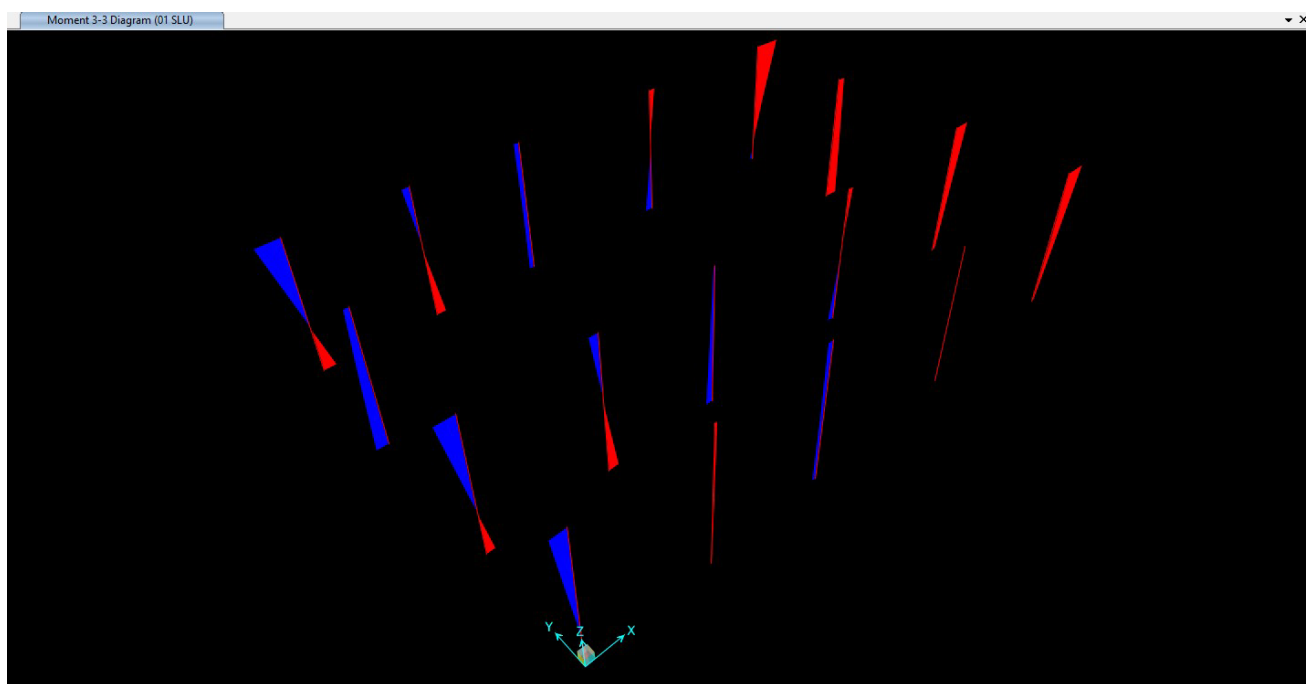


Figura 15 – SLU – M_{33}

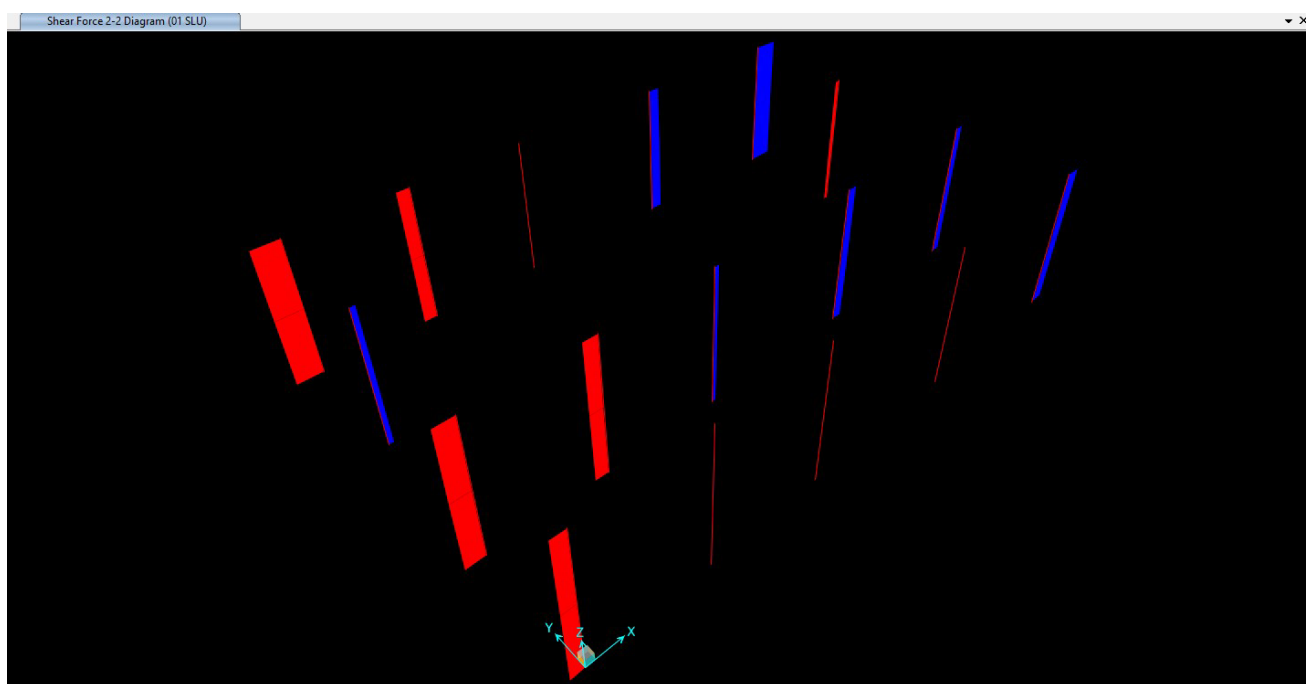


Figura 16 – SLU – V_{22}

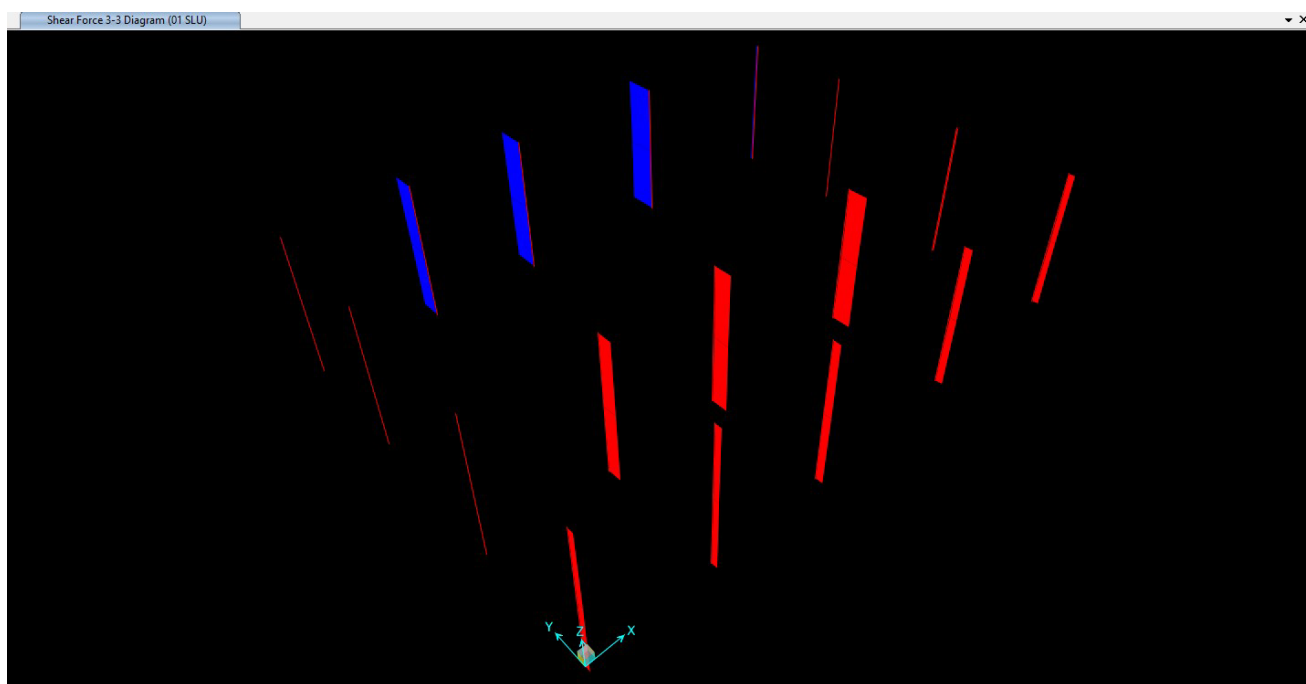


Figura 17 – SLU – V_{33}

Verifiche SLU

Comb.	Soll.	Posiz.	Valore [t/tm]	As	Verifica
SLU	N	Appoggio	32.84	12 ϕ 24	S.F. = 1.90
	M_{22}		16.88		
	M_{22}		0.57		

$$V_{22} = 0.51 \text{ t}$$

$$V_{33} = 3.98 \text{ t}$$

$$A_s = 2\phi 12/20$$

$$V_{rsd} = 13.53 \text{ t}$$

$$V_{rzd} = 50.37 \text{ t}$$

Verifiche SLV

Comb.	Soll.	Posiz.	Valore [t/tm]	As	Verifica
SLU	N	Appoggio	24.05	12φ24	S.F. = 1.60
	M ₂₂		18.62		
	M ₂₂		2.82		

$$V_{22} = 13.10 \text{ t}$$

$$V_{33} = 13.10 \text{ t}$$

$$A_s = 2\phi 10/20$$

$$V_{rsd} = 13.53 \text{ t}$$

$$V_{rcd} = 50.37 \text{ t}$$

Verifica di duttilità alla base del pilastro (secondo espressione 7.4.29 delle NTC)

$$\alpha_n = 1 - (12 \cdot 9.33^2) / (6 \cdot 31.6 \cdot 31.6) = 0.826$$

$$\alpha_s = [1 - (7.50 / (2 \cdot 31.6))] \cdot [1 - (7.50 / (2 \cdot 31.6))] = 0.777$$

$$\alpha = 0.826 \cdot 0.777 = 0.642$$

$$\omega_{wd} = \{[31.6 \cdot 4 + 15 + 15 + 4 \cdot (31.6 + 15 + 15)] \cdot 1.54 \cdot 4500 / 1.15\} / (31.6 \cdot 31.6 \cdot 5 \cdot 159) = 3.058$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = \mathbf{1.963}$$

$$\mu_d = 1.20 \cdot [1 + 2 \cdot (3.00 - 1.00) \cdot 0.449 / 0.349] = 7.375$$

$$v_d = (4.25 \text{ E}+3) / (40 \cdot 40 \cdot 159) = 0.0167 \quad \text{per sforzo assiale minimo}$$

$$v_d = (40.62 \text{ E}+3) / (40 \cdot 40 \cdot 159) = 0.1597 \quad \text{per sforzo assiale massimo}$$

$$\varepsilon_{syd} = 6.75\%$$

$$b_c = 31.6 \text{ cm}$$

$$b_0 = 40.0 \text{ cm}$$

per sforzo assiale minimo

$$30 \cdot 7.375 \cdot 0.0167 \cdot (6.75\%) \cdot 31.6 / 40 - 0.035 = 0.162$$

$$30 \cdot 7.375 \cdot 0.1597 \cdot (6.75\%) \cdot 31.6 / 40 - 0.035 = \mathbf{1.849}$$

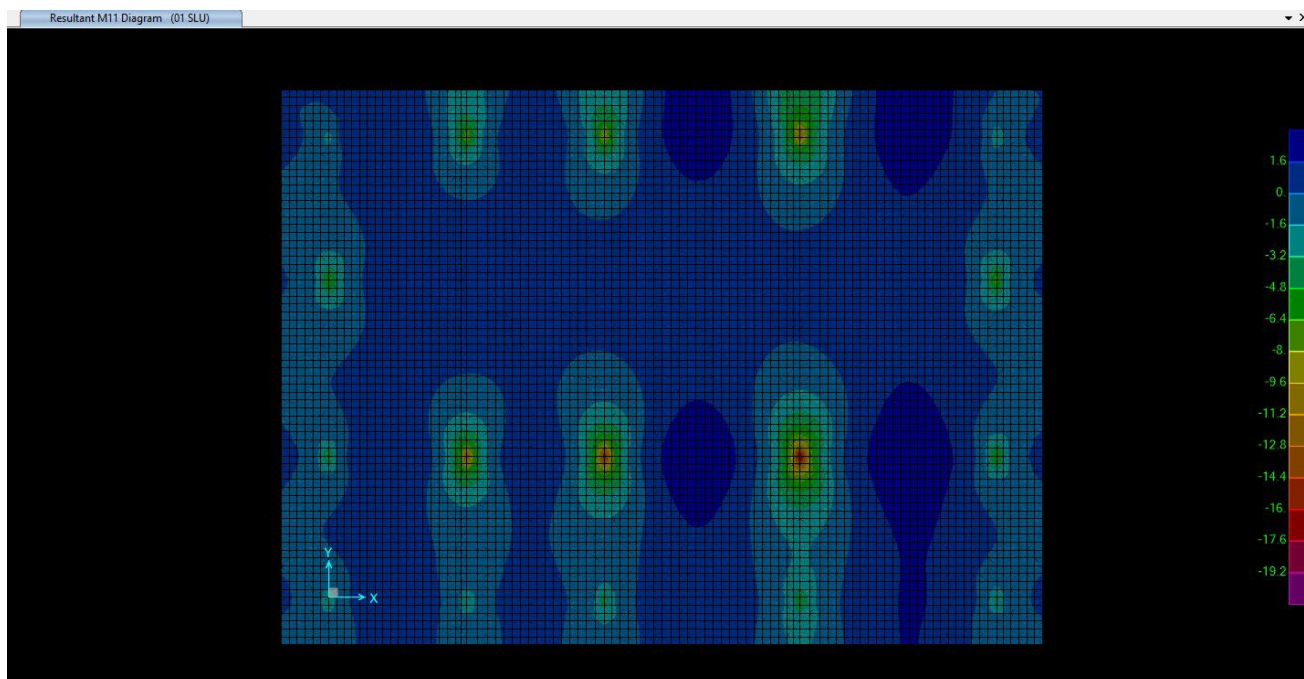
Dal confronto tra i due valori evidenziati in grassetto si ottiene che la verifica è soddisfatta.

Verifiche SLE

Comb.	Soll.	Posiz.	Valore [tm]	wk [mm]	σ_c [kg/cm ²]	σ_s [kg/cm ²]
RARA	N	Max	23.33		106	1661
	M ₂₂		11.84			
FREQ	N	Max	22.87	0.178		
	M ₂₂		11.58			
Q.PERM.	N	Max	22.57	0.175	102	
	M ₂₂		11.40			

d. Verifica platea sp. 35 cm

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione per la prima combinazione di carico.


Figura I8 – SLU – M₁₁

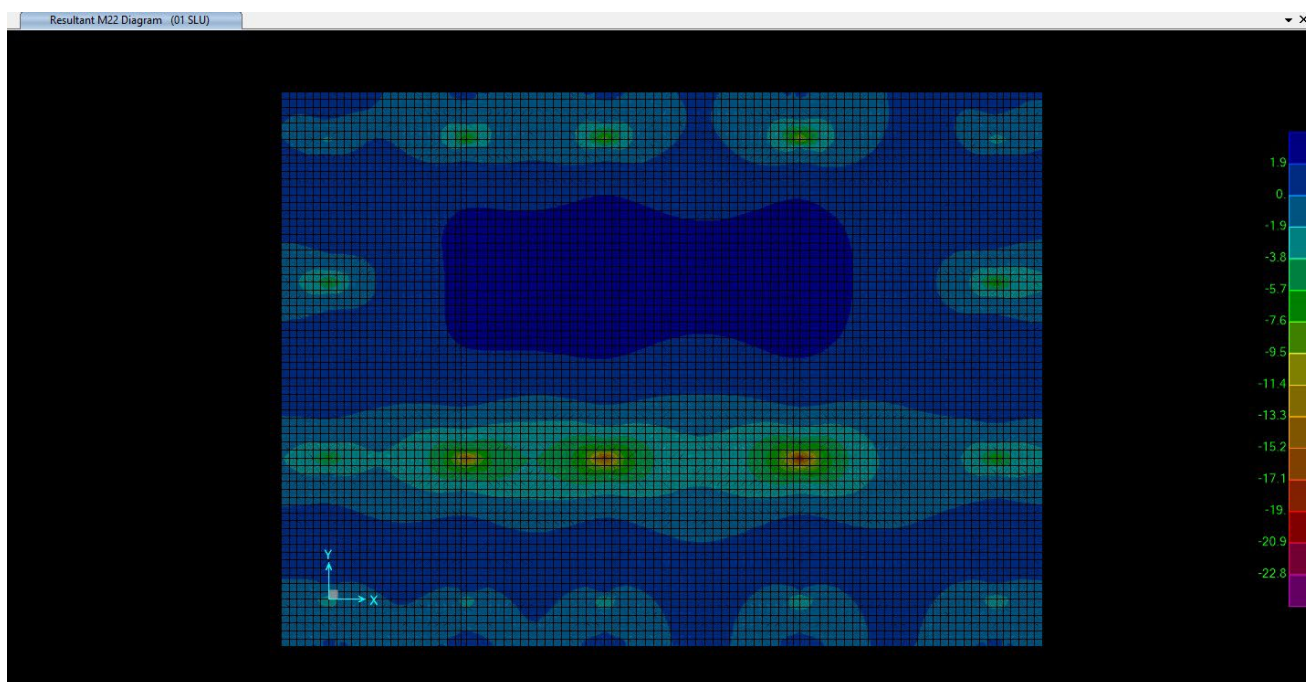


Figura 19 – SLU – M_{22}



Figura 20 – SLU – V_{13}

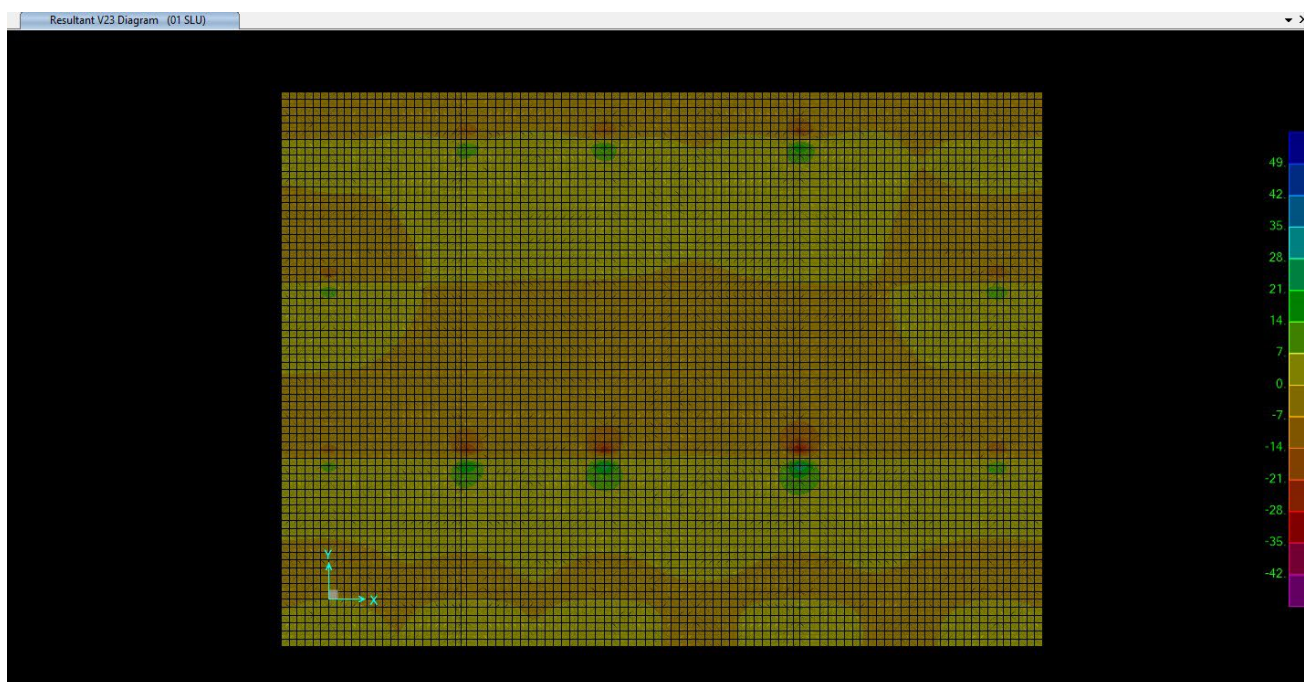


Figura 21 – SLU – V₂₃

Verifiche SLU/SLV

Comb.	Soll.	Posiz.	Valore [tm]	As	Verifica
SLU	M ₁₁	Appoggio	13.19	1φ16/10	S.F. = 1.53
SLU	M ₁₁	Campata	4.91	1φ14/20	S.F. = 1.67
SLU	M ₂₂	Appoggio	13.45	1φ16/10	S.F. = 1.50
SLU	M ₂₂	Campata	2.68	1φ14/20	S.F. = 3.06

La verifica a taglio viene condotta come verifica a punzonamento, con riferimento al maggior valore di sforzo assiale agente alla base dei pilastri.

$$N = 56.65 \text{ t}$$

$$p = 3.80 \text{ t/m}^2 \text{ (pressione del terreno)}$$

$$N_{\text{corr}} = 56.65 - 3.80 \cdot 1.00 \cdot 1.00 = 52.85 \text{ t}$$

$$v_{\text{min}} = 4.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 35 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$P = 4 \cdot (30 + 40 + 30) = 400 \text{ cm}$$

$$A = 400 \cdot 30 = 12000 \text{ cm}^2$$

$$v_d = (52.85 \text{ E}+3) / 1200 = 4.40 \text{ t/m}^2$$

Verifiche SLE

Comb.	Soll.	Posiz.	Valore [tm]	wk [mm]	σ_c [kg/cm ²]	σ_s [kg/cm ²]
RARA	M ₁₁	Appoggio	8.09		59	1551
	M ₁₁	Campata	1.67		17	800
	M ₂₂	Appoggio	8.80		64	1678
	M ₂₂	Campata	1.92		20	920
FREQ	M ₁₁	Appoggio	8.16	0.172		
	M ₁₁	Campata	1.65	0.000		
	M ₂₂	Appoggio	8.46	0.181		
	M ₂₂	Campata	1.89	0.000		
Q.PERM.	M ₁₁	Appoggio	8.06	0.169	58	
	M ₁₁	Campata	1.64	0.000	17	
	M ₂₂	Appoggio	8.52	0.182	62	
	M ₂₂	Campata	1.87	0.000	19	

e. Verifica trave di corsa carroponete

La verifica verrà condotta considerando:

- una luce di calcolo pari a 6.00 m
- una sezione per la via di corsa di HEB220 e acciaio S275
- uno scarico massimo caratteristico comprensivo del contributo del carroponete sulla singola via di corsa pari a 4.0 t

Verifiche SLU

$$P_{slu} = 1.50 \cdot 4.00 = 6.00 \text{ t}$$

$$M = P_{slu} \cdot l / 4 = 9.00 \text{ tm}$$

$$W_{el} = 735 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = M / W = 1224 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiche SLE

$$f = (4.00 \cdot 6.00^3) / (48 \cdot (2.10 \cdot 10^6) \cdot 8091) = 1.06 \text{ cm}$$

a. Verifica di deformazione di interpiano

Come ultima valutazione verrà condotta la verifica di deformazione di interpiano. Trattandosi di una struttura con Cu II, la verifica verrà condotta con riferimento allo SLD e verificando che la deformazione di interpiano sia minore di $0.005 \cdot h$ che per un'altezza di 5.00 m consente un limite di 2.50 cm.

La deformazione misurata sul modello di calcolo risulta pari a:

2.77 cm in direzione X considerando una rigidezza delle sezioni (travi e pilastri) pari al 50% di quella delle sezioni non fessurate

2.19 cm in direzione Y considerando una rigidezza delle sezioni (travi e pilastri) pari al 50% di quella delle sezioni non fessurate

1.50 cm in direzione X considerando una rigidezza delle sezioni (travi e pilastri) pari a quella delle sezioni non fessurate

1.21 cm in direzione Y considerando una rigidezza delle sezioni (travi e pilastri) pari a quella delle sezioni non fessurate

Considerando i risultati ottenuti, relativamente a questa fase di progettazione la verifica si ritiene soddisfatta.