

Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico centro settentrionale

PROGETTO DEFINITIVO PER LE OPERE DI URBANIZZAZIONE DELL'AREA A SERVIZIO DEL TERMINAL CROCIERE LOCALITA' PORTO CORSINI, RAVENNA

OGGETTO

VASCA DI ACCUMULO ACQUA POTABILE
ELABORATI GRAFICI
RELAZIONE TECNICA ESPLICATIVA IPRIPI

FILE

06AP22_PD_02.05_R00

CODICE

02.05

SCALA

Varie

Rev.	Data	Causale
0	Agosto '22	Emissione
1		
2		
3		

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

dott. ing. Fabio Maletti
Autorità di Sistema Portuale
Via Antico Squero, 31
48122 Ravenna, RA

COORDINAMENTO GENERALE:



Acqua Ingegneria srl

arch. Annalisa Barbieri
(progettista integratore)
Acqua Ingegneria S.r.l.
via A. Zani 7, 48122 Ravenna, RA
www.acquaingegneria.it

PROGETTO:



Acqua Ingegneria srl

ing. Andrea Canel
ing. Riccardo Arvedi
Acqua Ingegneria S.r.l.
via A. Zani 7, 48122 Ravenna, RA
www.acquaingegneria.it

Timbro e firma (per Acqua Ingegneria):

INDICE

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	3
2.1	Normativa tecnica	3
2.2	Riferimenti tecnici	4
2.3	Unità di misura	4
3	DESCRIZIONE STRUTTURE	6
3.1	Individuazione del sito	6
3.2	Descrizione della struttura	7
3.3	Caratteristiche del terreno	11
3.4	Ipotesi relative al sistema di fondazione	16
3.5	Destinazione d'uso	16
4	CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO	17
5	VALUTAZIONI ANALITICHE	18
5.1	Analisi dei carichi	18
5.2	Materiali	24
5.3	Parametri che concorrono alla definizione dell'azione sismica	26
5.4	Interazioni tra componenti	33
5.5	Regolarità strutturale	33
5.6	Verifiche strutturali	33
	5.6.1 Verifiche strutturali in campo statico	41
	5.6.2 Verifiche strutturali in campo sismico	49

1 PREMESSA

L’*Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico centro settentrionale (AdSP)* ha incaricato la società di ingegneria Acqua Ingegneria S.r.l. della progettazione definitiva del sistema di approvvigionamento di acqua potabile per le navi da crociera in previsione dei lavori di urbanizzazione dell’area di Porto Corsini (RA) facente parte del progetto *Opere di Urbanizzazione dell’area a servizio del Terminal Crociere a Porto Corsini di Ravenna*.

Lo scopo del progetto è quello di garantire alle navi da crociera, durante la loro sosta nel Terminal Crociere, di poter essere in grado di rifornirsi di acqua potabile. Il sistema previsto da HERAtech definisce l’approvvigionamento massimo in 800 m³/giorno per nave fino ad un massimo di due navi in una finestra temporale diurna di 8 ore.

Dal punto di vista strutturale, la realizzazione del sistema di approvvigionamento comporterà le seguenti opere:

- n. 1 pozzetto di ispezione in c.a. completamente interrato.

Ai sensi del punto A.3.5 della DGR 2272/2016, La presente relazione tecnica-esplicativa redatta dal sottoscritto progettista, unitamente agli elaborati grafici in allegato, documenta la presenza delle caratteristiche e dei requisiti necessari per dimostrare che l’intervento in oggetto è privo di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici (IPRiPI):

“Vani tecnici ed altri locali ad uso impiantistico nel sottosuolo, di altezza massima complessiva $\leq 3,50$ m, comprensiva di un’altezza massima fuori terra ≤ 1 m, superficie in pianta ≤ 15 m². (L1)”.

Tale intervento è quindi escluso dalla procedura di autorizzazione / deposito sismico di cui all’articolo 11 del titolo IV “Vigilanza su opere e costruzioni per la riduzione del rischio sismico” della L.R. 19/2008.

I suddetti elaborati tecnici sono redatti ai sensi del paragrafo 3 della D.G.R. n. 2272/2016.

2 NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa tecnica

Le opere strutturali sono progettate con riferimento alle seguenti normative:

- **Legge 5 novembre 1971 n° 1086** – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge 2 febbraio 1974 n° 64** – Provvedimenti per la costruzione con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380** – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- **Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018** – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” (pubblicato sul supplemento ordinario alla G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018 – Serie generale).
- **Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 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.
- **Classificazione sismica dei Comuni italiani: ALLEGATO A all’O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274** (G.U. 08.05.2003, n. 105) – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **Ordinanza P.C.M. 3 maggio 2005, n. 3431** (G.U. 10.05.2005, n.85) – Ulteriori modifiche ed integrazioni all’Ordinanza P.C.M. 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”.
- **Quadro normativo della Regione Emilia-Romagna** in materia di norme per la riduzione del rischio sismico e dei relativi procedimenti amministrativi.
- **DGR n. 606 del 21/06/2010** – Orientamenti interpretativi in merito ad interventi locali o riparazione in edifici esistenti (Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico Regione Toscana).
- **DGR n. 2272/2016** – Atto di indirizzo recante l’individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici e delle varianti in corso d’opera, riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere sostanziale, ai sensi dell’articolo 9, comma 4, della L.R. n. 19 del 2008.

- **Eurocodice 1** - Azioni sulle strutture:
 - UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
 - UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
 - UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
 - UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
 - UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
 - UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- **Eurocodice 2** - Progettazione delle strutture in calcestruzzo:
 - UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture in acciaio:
 - UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
 - UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- **Eurocodice 7** - Progettazione geotecnica:
 - UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali
- **Eurocodice 8** - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica:
 - UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
 - UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2.2 Riferimenti tecnici

- Richard Bares. Calcolo di lastre e piastre;
- Belluzzi. Scienza delle Costruzioni;
- Viggiani. Fondazioni;
- Lancellotta. Geotecnica;
- Lancellotta, Calavera. Fondazioni;
- Lancellotta et al. Progettazione geotecnica.

2.3 Unità di misura

Carichi distribuiti di superficie: [kN/mq]

Carichi distribuiti lineari: [kN/m]

Carichi concentrati / Forze:	[kN]
Momenti:	[kN m]
Tensioni:	[N/mm ²] = [MPa]
Moduli elastici:	[N/mm ²] = [MPa]
Spostamenti:	[mm]

Si assume: 1 kg = 10 N

3 DESCRIZIONE STRUTTURE

3.1 Individuazione del sito

L'area di intervento viene mostrata nelle immagini riportate di seguito.

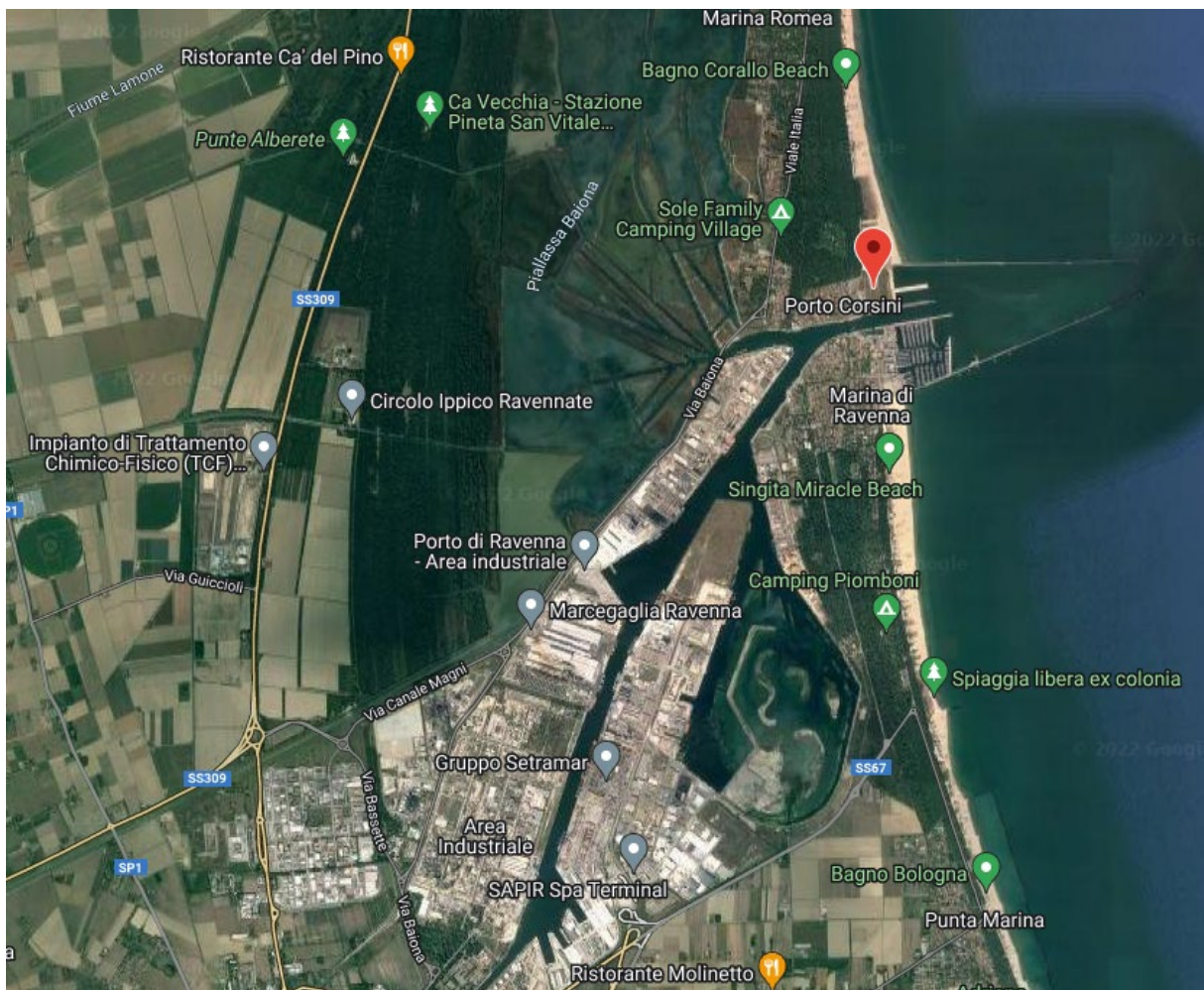


Figura 1 – Inquadramento satellitare zona di intervento



Figura 2 - Localizzazione zona di intervento

3.2 Descrizione della struttura

Il manufatto da realizzare consiste in un pozzetto interrato in cemento armato.

Nella seguente immagine viene indicata la pozione in pianta del manufatto.



Figura 3 – Posizione del manufatto

Nelle immagini seguenti sono riportati alcune piante e sezioni significative estratte dagli elaborati grafici di progetto, ai quali si rimanda per maggiori dettagli.

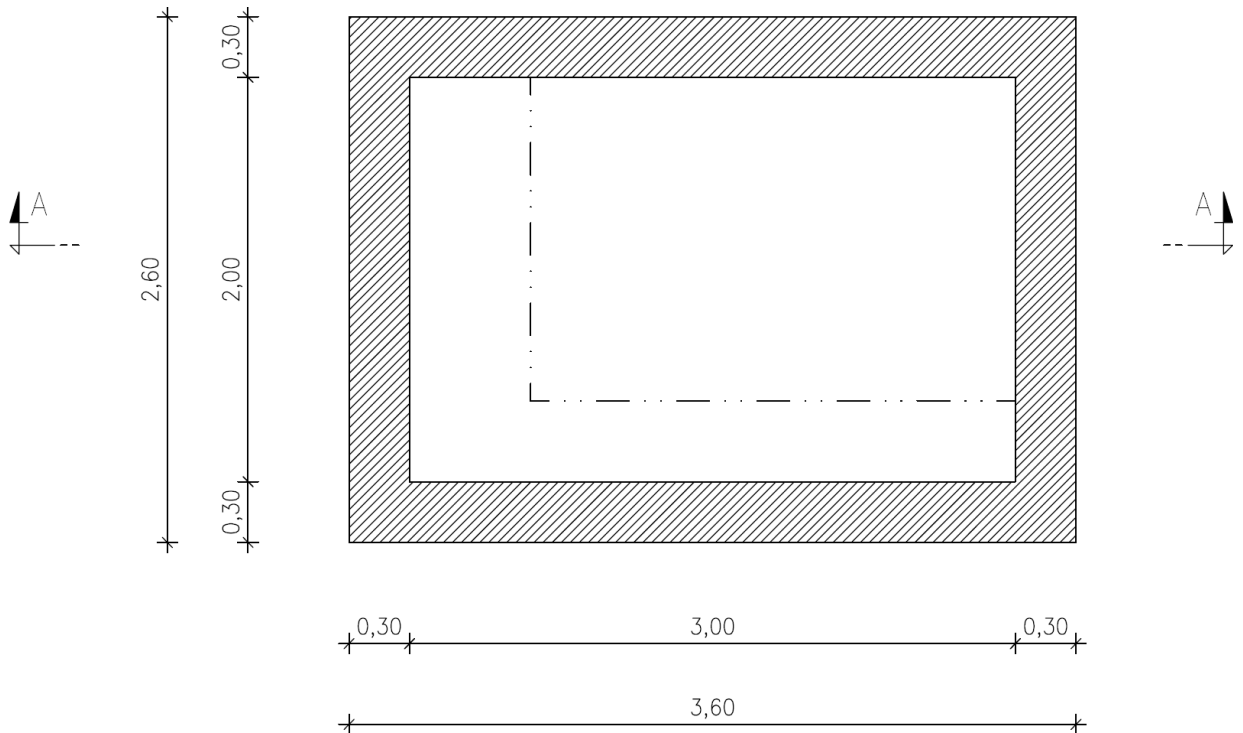


Figura 4 – Pianta pozzetto

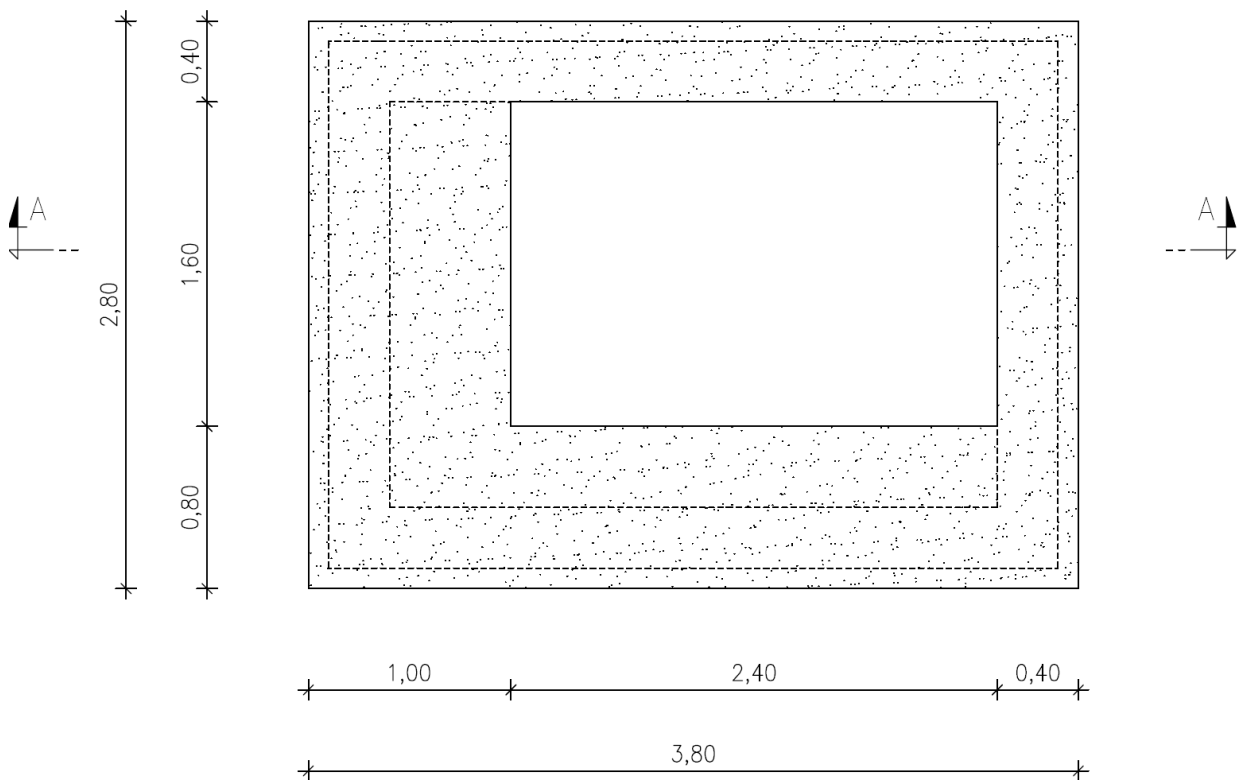


Figura 5 – Pianta copertura pozzetto

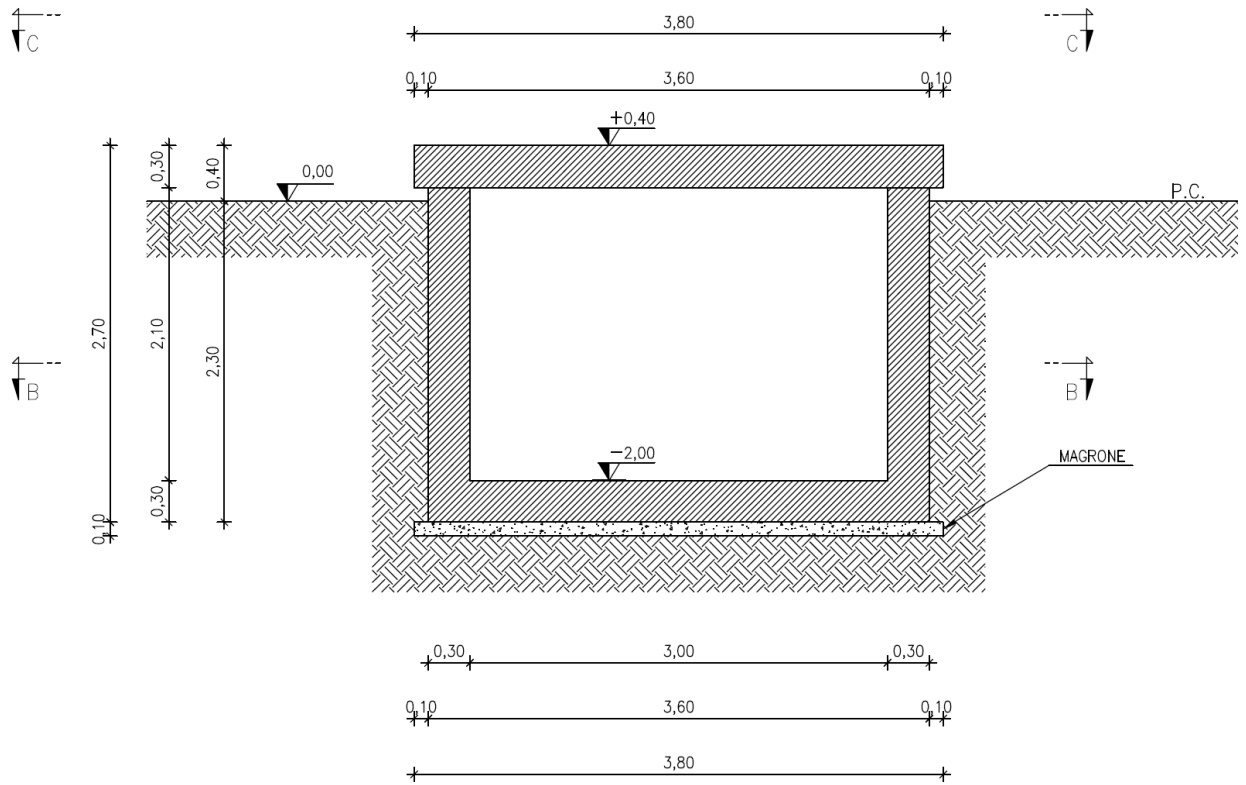


Figura 6 – Sezione pozzetto

3.3 Caratteristiche del terreno

Per la zona portuale di Porto Corsini sono stati commissionati dall’Autorità Portuale diversi studi tra cui una relazione geologica-geotecnica del 1999 (Dott. Angeli) ed Indagini geognostiche ed analisi di laboratorio su campioni del 2009 (SOGEO srl). Pertanto, per la caratterizzazione geologica del substrato dell’area di progetto, oltre ai dati bibliografici reperiti, considerando il contesto locale, l’estensione e la finalità dell’analisi, è stata eseguita un’indagine geognostica e geofisica nel dicembre 2013. A seguito della relazione geologica e sismica del dicembre 2013, è stata eseguita una relazione integrativa sismica dell’ottobre 2018.

Sono state effettuate due ulteriori prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU1 e CPTU2), spinte alla profondità rispettivamente di 20 e 32 metri. All’interno del foro corrispondente alla prova CPTU2 è stata eseguita un’ulteriore terebrazione con cono sismico (SCPT1) integrata con due registrazioni dei microtremiti sismici del sottosuolo con tecnica HVSr.

Nell'immagine seguente sono localizzate tutte le indagini geognostiche e geofisiche di (di repertorio ed eseguite).

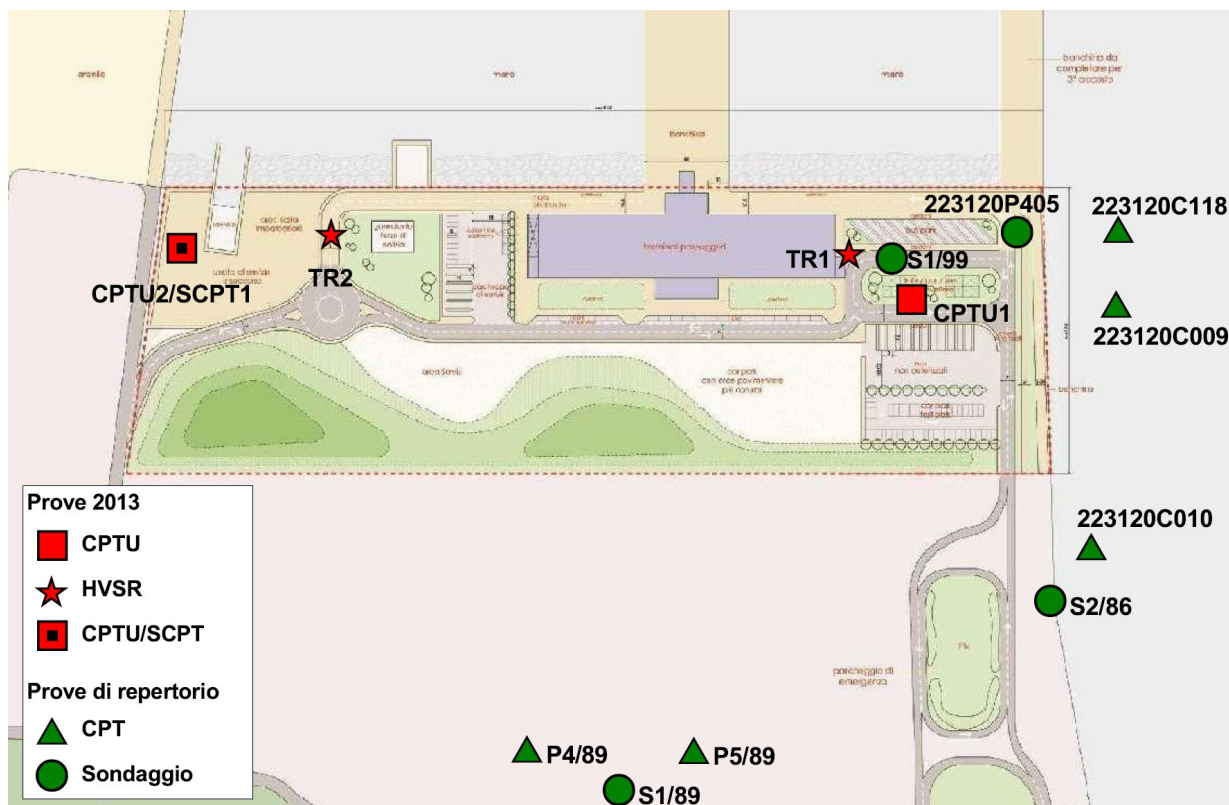
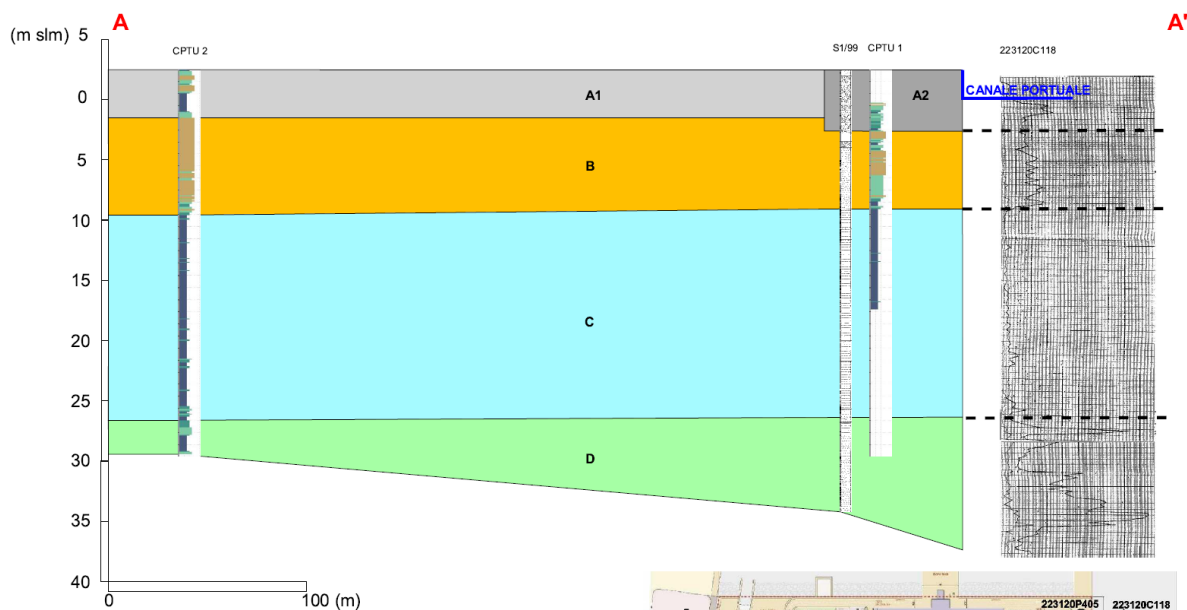


Figura 7 - Localizzazione prove geognostiche e geofisiche

I dati geognostici ottenuti consentono di suddividere il sottosuolo indagato nei seguenti contesti deposizionali e tessiturali, a partire dal piano campagna attuale:

- sedimenti di riporto più superficiali, di spessore variabile da 4 a 5 metri;
- alternanze di sabbie pulite mediamente addensate e sabbie più limose riconducibili ad ambiente di cordone marino, attraversate fino alla profondità di circa 11,5 metri dal p.c. attuale;
- argille e limi argillosi con rari livelli sottili di sabbie fino a circa 29 metri di profondità;
- depositi di facies alluvionale caratterizzati da alternanze di sabbie limose e limi argillosi fino a circa 40 metri di profondità.

Nell'immagine successiva è riportata la sezione geologica per una più immediata comprensione.



Legenda

- A1 - "Terre di riporto" prevalentemente fini (fanghi e torba di riempimento)
- A2 - "Terre di riporto" con materiali grossolani (inerti di demolizione e laterizi)
- B - Alternanze di sabbie pulite e sabbie più limose (cordone marino)
- C - Argille e limi argillosi con livelli generalmente sottili di sabbie fini ("prodelta" marino)
- D - Depositi di facies alluvionale caratterizzati da alternanze di sabbie limose e limi argillosi

Figura 4.1 - Schema geolitologico del sottosuolo

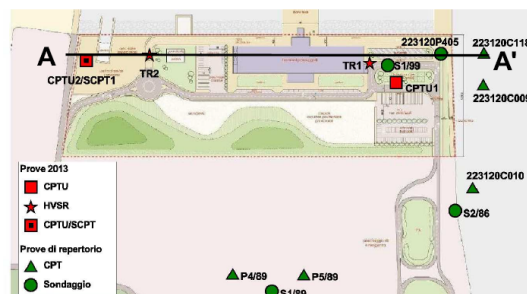


Figura 8 – Sezione geologica

Nell'immagine riportata si riporta il modello geotecnico del sottosuolo estrapolato dagli esiti della penetrometria CPTU2. Come si può osservare è presente una falda superficiale alla profondità di 1,70 metri dal piano campagna.

Description	qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m ³)
0.12 1.70 Terre di riporto fini essiccate	3.3	6.14E-6	9.1	31.1	44.1	37.7	36.6	38.5	-	-	-	17.3
1.86 Terre di riporto fini	0.9	4.05E-8	3.9	-	-	-	9.3	23.8	38.2	0.8	3.5	16.2
4.06 Sabbie pulite con intervalli limo-sabbiosi	5.2	1.26E-5	13.5	42.3	43.1	37.5	50.0	52.2	-	-	-	17.3
11.90 Argille e limi prevalenti	1.2	-	6.6	-	-	-	5.4	39.3	64.2	0.4	2.0	16.2
27.82 Limi argillosi	2.4	2.27E-8	10.9	54.5	-	-	15.9	59.9	117.2	0.6	2.6	16.8
29.06 Limi sabbiosi	4.6	1.72E-7	17.5	84.4	28.6	33.6	51.6	89.9	-	-	-	18.0
30.24 Argille prevalenti	2.8	5.63E-9	14.7	-	-	-	22.5	94.7	161.6	0.7	3.2	18.4

Figura 9 – Parametri meccanici prova CPTU2

Inoltre, a seguito dell'analisi delle risultanze geofisiche applicate al sito, ovvero indagine penetrometrica con cono sismico, si afferma che i terreni di fondazione appartengono alla categoria C in quanto il valore di V_{s30} è pari a 183 m/sec.

Sulla base delle indagini geologiche si conclude quanto segue:

- fattibilità del progetto;
- è presente una falda superficiale alla profondità di 1,70 m dal p.c.;
- il terreno appartiene alla categoria di suolo è C.

Per le verifiche strutturali e geotecniche del manufatto in oggetto si assumono i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici:

- angolo di resistenza al taglio $\varphi_k = 37,5^\circ$
- peso specifico terreno $\gamma_k = 17,5 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata $c_u = 0 \text{ kPa}$

Inoltre, come indicato dalla relazione geologica e sismica (Dicembre 2013) e sua integrazione (Ottobre 2018), i risultati ottenuti non precludono la fattibilità del manufatto, ma dimostrano la propensione alla liquefazione dell'aerea alla liquefazione, quindi nella successiva fase esecutiva si dovrà elaborare ulteriori analisi della RSL e la verifica della liquefacibilità coerentemente con le indicazioni riportate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti e relative a terreni "S2".

Per maggior dettaglio si rimanda alla relazione geologica e sismica e sua integrazione.

3.4 Ipotesi relative al sistema di fondazione

La fondazione è di tipo a platea di spessore 30 cm, con quota d'imposta di 2,30 metri dal piano campagna.

Al di sotto della struttura verrà realizzato un getto di calcestruzzo magro di spessore 10 cm.

3.5 Destinazione d'uso

Il manufatto in oggetto ha lo scopo di rendere accessibili, manovrabili e ispezionabili le valvole presenti al suo interno. L'accesso è ad esclusivo scopo di manutenzione.

4 CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO

Si riportano le dimensioni geometriche:

Dimensioni in pianta:	3,60 m x 2,60 m;
Altezza massima complessiva:	2,70 m;
Altezza fuori terra:	40 cm;
Spessore pareti contro terra:	30 cm;
Spessore fondazione:	30 cm;
Spessore soletta di copertura:	30 cm.

Ai sensi del punto A.3.5 della DGR 2272/2016, l'intervento in oggetto è classificato come Intervento privo di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici (IPRIPI):

“Vani tecnici ed altri locali ad uso impiantistico nel sottosuolo, di altezza massima complessiva $\leq 3,50$ m, comprensiva di un'altezza massima fuori terra ≤ 1 m, superficie in pianta ≤ 15 m². (L1)”.

L'intervento è contrassegnato dal codice “L1”, pertanto, viene predisposta la documentazione richiesta all'Allegato 1 cap. 3 punto 2) della D.G.R. n. 2272/2016:

- dichiarazione sintetica descrittiva dell'intervento;
- l'elaborato grafico.

5 VALUTAZIONI ANALITICHE

5.1 Analisi dei carichi

▪ ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

Carichi permanenti strutturali (G_1)

Peso proprio pozzetto (peso specifico c.a.) 25,00 kN/m³

 $G_1 = 25,00$ kN/m³

Carichi permanenti non strutturali (G_2)

- 0,00 kN/m²

 $G_2 = 0,00$ kN/m²

Carichi variabili di esercizio (Q_k)

Sovraccarico in superficie (Categoria G) 5,00 kN/m²

 $Q_k = 5,00$ kN/m²

Carichi variabili di esercizio (Q_k)

Aree per immagazzinamento (Categoria E) 3,00 kN/m²

 $Q_k = 3,00$ kN/m²

I carichi permanenti non strutturali (G_2) sono considerati “non compiutamente definiti”.

I coefficienti di combinazione per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. 17/01/2018, punto 2.5.2) sono i seguenti:

Categoria G	$\psi_0 = 0,7$;	$\psi_1 = 0,5$;	$\psi_2 = 0,3$
Categoria E	$\psi_0 = 1,0$;	$\psi_1 = 0,9$;	$\psi_2 = 0,8$

▪ ANALISI DEI CARICHI ORIZZONTALI

Le azioni orizzontali agenti sulle pareti dovute alla spinta delle terre sono calcolate in campo statico mediante la teoria di Rankine (1857) e in campo sismico mediante la teoria di Wood.

Assumendo i parametri sismici riportati di seguito e poiché siamo in presenza di falda, la spinta sismica su pareti rigide non in grado di ruotare è determinata mediante un'estensione del metodo di Wood (Becci, 2007), distinguendo tra terreno impermeabile e terreno permeabile.

Spinta nel caso di terreno impermeabile:

$$\Delta P_d = (a_g/g) S \gamma_e H^2$$

$$\gamma_e = (\gamma_d H_d + \gamma_e H_w) / H$$

Spinta nel caso di terreno permeabile:

$$\Delta P_d = (a_g/g) S \gamma_d H^2$$

a cui va aggiunto il contributo della spinta idrodinamica:

$$E_{wd} = \pm 7/12 k_h \gamma_w H_w^2$$

In quest'ultimo caso, qualora la somma delle spinte $\Delta P_d + E_{wd}$ risulti inferiore a quella ottenibile in condizioni impermeabili, allora è bene estendere la formulazione in condizioni impermeabili alla situazione di terreno permeabile.

Nell'immagine seguente è riportato uno schema esemplificativo dell'estensione del Metodo di Wood ("Il progetto delle costruzioni geotecniche alla luce della nuova normativa tecnica", A. Cocco)

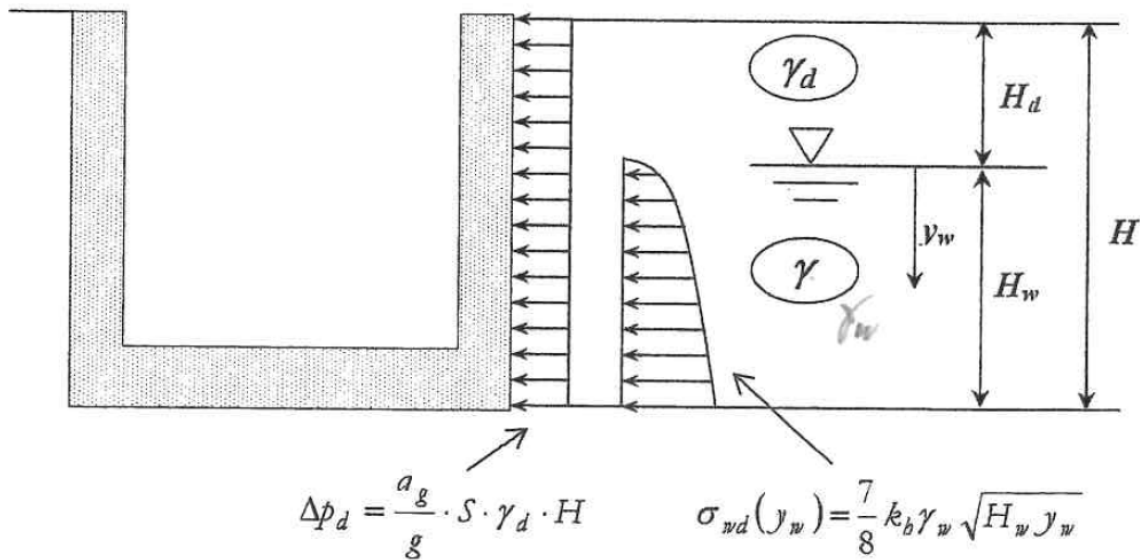


Figura 10 – Carico sismico su struttura rigida - Estensione del metodo di Wood

I coefficienti di spinta a riposo K_0 , attivo K_A e passivo K_P sono determinati mediante le seguenti relazioni:

$$K_0(NC) \cong 1 - \sin \varphi'$$

$$K_A = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$K_P = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) = \frac{1}{K_A}$$

Per il calcolo delle spinte si rimanda al par. 5.6 della presente relazione.

Ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 par. 2.5 e 2.6 si riportano nel seguito le combinazioni delle azioni previste e i relativi coefficienti parziali di sicurezza.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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 – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
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.

dove:

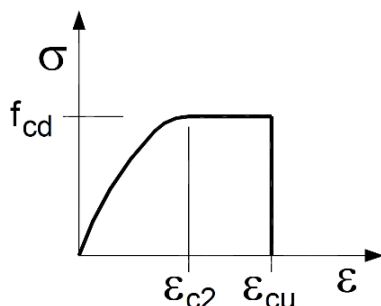
- G_1 carichi permanenti strutturali
- G_2 carichi permanenti non strutturali
- Q_{k1} carico variabile dominante
- Q_{kj} carichi variabili non dominanti
- A_d azione eccezionale
- P azione della precompressione
- γ_{G1} coefficiente parziale sui carichi permanenti strutturali
- γ_{G2} coefficiente parziale sui carichi permanenti non strutturali
- γ_{Qj} coefficiente parziale sui carichi variabili
- $\psi_0 \psi_1 \psi_2$ coefficienti di combinazione

Per il presente progetto si sono adottate le seguenti combinazioni di carico:

<p><u>Combinazione fondamentale:</u></p> <p>per le verifiche di resistenza allo SLU in campo statico</p> $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_j \gamma_{Qj} \psi_{0j} Q_{kj}$	X
<p><u>Combinazione caratteristica (rara):</u></p> <p>per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) irreversibili in campo statico (deformabilità)</p> $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_j \psi_{0j} Q_{kj}$	X
<p><u>Combinazione frequente:</u></p> <p>per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) reversibili in campo statico</p> $G_1 + G_2 + \psi_{1j} Q_{k1} + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$	X
<p><u>Combinazione quasi permanente:</u></p> <p>per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) per gli effetti a lungo termine in campo statico</p> $G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$	X
<p><u>Combinazione sismica:</u></p> <p>per le verifiche agli SLU e SLE in campo sismico</p> $E + G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$	X
<p><u>Combinazione eccezionale:</u></p> <p>per le verifiche agli SLU connesse alle azioni eccezionali</p> $G_1 + G_2 + A_d + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$	
<p><u>Carichi gravitazionali utilizzati in combinazione sismica:</u></p> <p>per il calcolo delle masse in combinazione sismica</p> $G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$	X

5.2 Materiali

Calcestruzzo per pareti e fondazione



Classe:	C32/40
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
Fattore parziale del materiale	$\gamma_c = 1,5$
Fattore riduttivo per resistenza di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18,13 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40,0 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,02 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione semplice frattile 5%	$f_{ctk,5\%} = 0,7 f_{ctm} = 2,11 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione semplice frattile 95%	$f_{ctk,95\%} = 1,3 f_{ctm} = 3,93 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} = 3,62 \text{ MPa}$
Modulo elastico istantaneo	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0,3} = 33346 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson (cls fessurato)	$\nu = 0,0$
Coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	$\nu = 0,2$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
Peso specifico calcestruzzo	$\rho = 24,00 \text{ kN/m}^3$
Peso specifico cemento armato	$\rho = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Classe di esposizione ambientale	XC2 + XS1
Copriferro minimo	50 mm

▪ **Acciaio da cemento armato**

Tipo	B 450 C
Resistenza caratteristica	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Fattore parziale del materiale	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E = 210000 \text{ MPa}$
Peso specifico	$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

5.3 Parametri che concorrono alla definizione dell'azione sismica

Il Comune sul cui territorio viene realizzato l'intervento di progetto è classificato zona sismica ai sensi dell'Allegato A alla O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274.

In particolare, in accordo con la Committenza, i parametri assunti per progettazione sismica delle strutture secondo il D.M. 17/01/2018 sono i seguenti:

- Località:	Porto Corsini, Ravenna, Italy
- Latitudine (WGS84):	44.49543865 N
- Longitudine (WGS84):	12.28259468 E
- Zona sismica (rif. O.P.C.M. 20/03/2003, n. 3274, All. A):	2
- Vita nominale V_N (rif. D.M. 17/01/18, punto 2.4.1):	50 anni
- Classe d'uso C_U (rif. D.M. 17/01/18, punto 2.4.3):	IV
- Categoria di sottosuolo (rif. D.M. 17/01/18, punto 3.2.2, Tab.3.2.II):	C
- Categoria topografica (rif. D.M. 17/01/18, punto 3.2.2, Tab.3.2.III):	T1

Ai sensi dell'ALLEGATO A alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17 gennaio 2018, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento sarà dedotta dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it>.

Di seguito sono riportati i riferimenti normativi delle NTC2018 relativi ai parametri sismici sopra indicati.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

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 DM 5/11/2001, 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.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per la definizione dello spettro di riferimento elastico in termini di pseudo-accelerazione, calcolato in riferimento alle coordinate del sito in oggetto, si utilizza il sito www.acca.it.

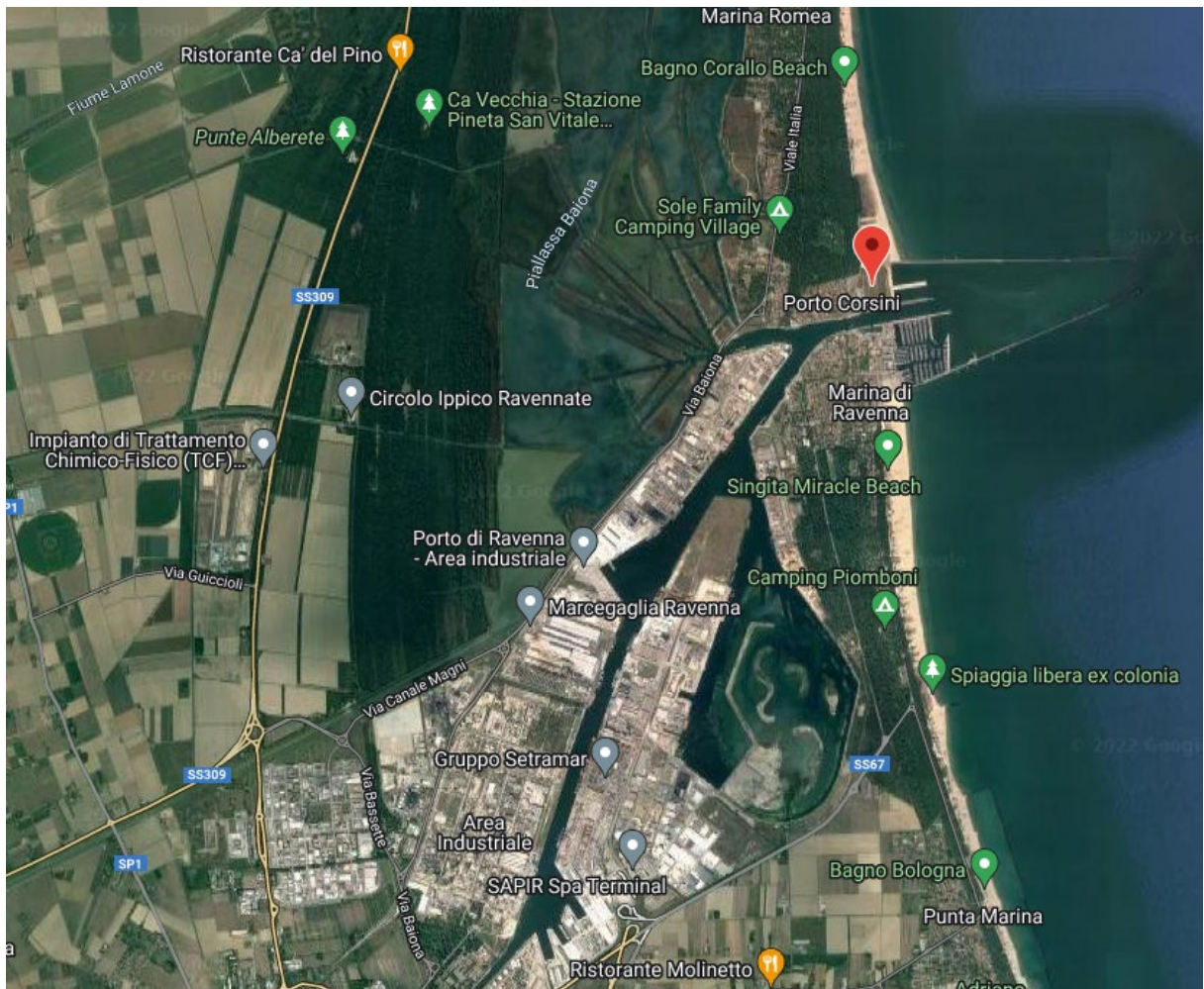


Figura 11 – Individuazione del sito

Per la struttura in esame, si riportano di seguito i parametri sismici assunti per il progetto e le verifiche di sicurezza:

- Fattore di comportamento: **q = 1,0**
- Fattore di comportamento per sisma verticale: **q = 1,5**
- Comportamento strutturale: **Non Dissipativo**
- Classe di duttilità: **-**
- Classe d'uso: **CLASSE IV**
- Coefficiente d'uso: **C_U = 2,0**
- Periodo di riferimento $V_R = V_N C_U$: **V_R = 100 anni**

Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)			
44.49543865	12.28259468			
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)			
44.497185	12.283403			
Altitudine (mt)	<input type="text" value="3"/>			
Classe dell'edificio	<input type="text" value="IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche i"/>			
Vita Nominale Struttura	<input type="text" value="50"/>			
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	<input type="text" value="100"/>			
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T _r [anni]	a _g /g [-]	F _o [-]	T* _c [s]
Operatività	60	0.054	2.493	0.284
Danno	101	0.069	2.488	0.290
Salvaguardia Vita	949	0.179	2.587	0.283
Prevenzione Collasso	1950	0.235	2.549	0.288

Con il seguente significato dei simboli:

T_r è il tempo di ritorno dell'azione sismica;

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito;
- g è l'accelerazione di gravità, pari a 9.81 m/s^2 ;
- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C è il valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Di seguito sono riportate le relazioni che definiscono lo Spettro di risposta elastico in accelerazione:

- Spettro elastico per le componenti orizzontali (par. 3.2.3.2.1 delle NTC2018):

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

$$S = S_S \cdot S_T$$

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

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

dove:

- T è il periodo proprio di vibrazione;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.IV - NTC2018);
- S_T è il coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.V - NTC2018);

- η è il fattore che altera lo Spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%;
- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale. $F_o \geq 2.2$;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

- Spettro elastico per la componente verticale (par. 3.2.3.2.2 delle NTC2018):

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

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

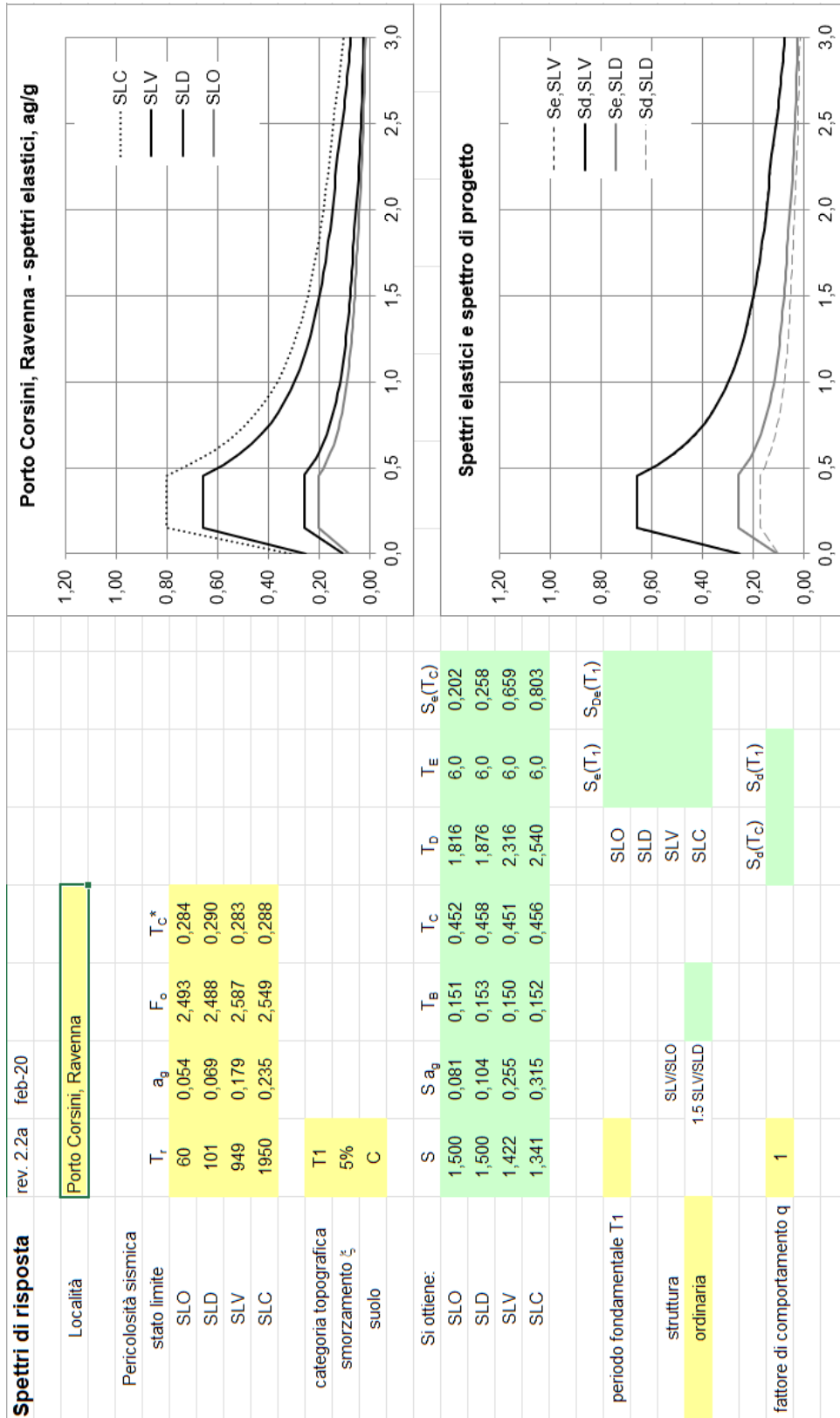
$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

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

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

dove:

- T è il periodo proprio di vibrazione in direzione verticale;
- 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.



5.4 Interazioni tra componenti

Le possibili interazioni tra tubazioni e manufatti in conglomerato cementizio verranno minimizzate adottando opportuni accorgimenti costruttivi in sede di progetto esecutivo.

5.5 Regolarità strutturale

I requisiti di regolarità strutturale in pianta ed altezza così come riportati al par. 7.2.1 delle NTC 2018 si riferiscono alla sola categoria denominata di edifici, alla quale la struttura in oggetto non è riconducibile.

5.6 Verifiche strutturali

I criteri di calcolo e verifica sono quelli classici della *Scienza delle Costruzioni* e della *Tecnica delle Costruzioni*.

Il metodo di valutazione della sicurezza adottato è quello *semiprobabilistico agli Stati Limite* basato sull'impiego dei coefficienti parziali (metodo di primo livello), ai sensi delle NTC2018.

La sicurezza strutturale è stata valutata nei confronti degli *Stati Limite Ultimi* (SLU) e degli *Stati Limite di Esercizio* (SLE). Per quanto riguarda le verifiche agli SLU si è confrontata la capacità di progetto " R_d " della struttura in termini di resistenza (funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali e dei valori nominali delle grandezze geometriche che la compongono), con il corrispondente valore di progetto della domanda " E_d " (funzione dei valori di progetto delle azioni e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura stessa). La verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi risulta soddisfatta se $R_d \geq E_d$ (ovvero se $E_d / R_d \leq 1$).

La verifica agli SLU e SLV è stata condotta applicando alle pareti carichi distribuiti sotto forma di pressioni. La risposta alle diverse componenti dell'azione sismica è calcolata combinando il 100% dell'azione sismica in una direzione con il 30% del sisma nelle altre due direzioni ortogonali. In accordo con l'espressione al par. 7.3.5 delle NTC2018 e applicando una opportuna permutazione circolare dei coefficienti moltiplicativi, si ottiene:

$\pm 1,00 E_x \pm 0,30 E_y \pm 0,30 E_z$

$\pm 0,30 E_x \pm 1,00 E_y \pm 0,30 E_z$

$\pm 0,30 E_x \pm 0,30 E_y \pm 1,00 E_z$

dove:

E_x e E_y sono le componenti orizzontali dell'azione sismica lungo due direzioni ortogonali "x" e "y"; E_z è la componente verticale dell'azione sismica (direzione "z") da considerare nei casi riportati al par. 7.2.2. delle NTC2018. Per la struttura in oggetto non è stata considerata la componente verticale in quanto non sussistono le condizioni previste dalle NTC2018.

Sulla base delle analisi svolte, le sollecitazioni di progetto sono ovunque inferiori alle resistenze di progetto, pertanto, tutte le verifiche di sicurezza agli SLU e SLV risultano soddisfatte.

Nelle tabelle successive è riportato il calcolo delle pressioni applicate alle pareti del pozzetto agli SLU e SLV.

PARAMETRI GEOTECNICI

Valori caratteristici

Angolo resistenza al taglio	φ'_k	=	37,5	°
Peso specifico	γ_k	=	17,50	kN/m ³
Coesione drenata	c'_k	=	0,00	kN/m ²
Profondità falda da p.c.	H_d	=	1,70	m

Approccio

2 (A1+M1+R3)

Coeff. parziali A1	γ_{G1}	=	1,30	(-)
	γ_{G2}	=	1,50	(-)
	$\gamma_{\alpha k}$	=	1,50	(-)
Coeff. parziali M1	γ_{φ}	=	1,00	(-)
	γ_{γ}	=	1,00	(-)
	$\gamma_{c'}$	=	1,00	(-)
Coeff. parziale R3	γ_R	=	-	(-)

Valori di progetto

Angolo resistenza al taglio	φ'_d	=	37,5	°	
Peso specifico saturo	γ_{sat}	=	17,50	kN/m ³	
Peso specifico secco	γ_d	=	15,75	kN/m ³	$\gamma_d = 90\% \gamma_{sat}$
Peso specifico acqua	γ_w	=	10,00	kN/m ³	
Peso specifico medio	γ_e	=	14,89	kN/m ³	$\gamma_e = (\gamma_d H_d + \gamma_w (H-H_d)) / H$
Coesione drenata	c'_d	=	0,00	kN/m ²	
Coeff. spinta a riposo	K_0	=	0,391	(-)	
Coeff. spinta attiva	K_A	=	0,243	(-)	
Coeff. spinta passiva	K_P	=	4,112	(-)	

PARAMETRI SISMICI

Stato Limite			SLV		
Accelerazione sismica suolo rigido	a_g	=	0,1790	g	
Coeff. suolo	S	=	1,4220	(-)	$S = S_T S_S$
Accelerazione massima attesa al sito	a_{max}	=	0,2545	g	$a_{max} = a_g S$
Coeff.	α	=	1,00	(-)	
Coeff.	β	=	0,28	(-)	
Coeff. sismico orizzontale	k_h	=	0,0713	(-)	$k_h = \alpha \beta a_{max} / g$

PARAMETRI GEOMETRICI

Lato maggiore	L	=	3,60	m
Lato minore	B	=	2,60	m
Altezza parete	H	=	2,00	m
Spessore parete	s	=	0,30	m

CARICHI VARIABILI

Carico in superficie	Q_k	=	5,00	kN/m ²
coeff. di combinazione	ψ_2	=	0,30	(-)

PRESIONI E SPINTE A TERGO DELLA PARETE (NON FATTORIZZATE)

		z (m)					
Spinta a Riposo dovuta al terreno		0,00	$\sigma_{H0t \min}$	=	0,00	kN/m ²	$\sigma_{H0t \min} = \gamma_{sat} z K_0$
		1,70	σ_{H0t}	=	11,64	kN/m ²	$\sigma_{H0t} = \gamma_{sat} z K_0$
		2,00	$\sigma_{H0t \max}$	=	12,52	kN/m ²	$\sigma_{H0t \max} = \sigma_{H0t} + (\gamma_{sat} - \gamma_w) * (H - H_d) K_0$
			S_{H0t}	=		kN/m	$S_{H0t} = 0,5 K_0 \gamma_d H^2$
Spinta a Riposo dovuta al sovraccarico		0,00	$\sigma_{H0Q \min}$	=	1,96	kN/m ²	$\sigma_{H0Q \min} = Q_k K_0$
		2,00	$\sigma_{H0Q \max}$	=	1,96	kN/m ²	$\sigma_{H0Q \max} = Q_k K_0$
			S_{H0Q}	=		kN/m	$S_{H0Q} = Q_k H K_0$

PRESIONI E SPINTE A TERGO DELLA PARETE: STATICA (SLU)

		z (m)					
Spinta a Riposo dovuta al terreno		0,00	$\sigma_{H0td \min}$	=	0,00	kN/m ²	$\sigma_{H0td \min} = \gamma_{G1} \sigma_{H0t \min}$
		1,70	σ_{H0td}	=	15,13		$\sigma_{H0td} = \gamma_{G1} \sigma_{H0t}$
		2,00	$\sigma_{H0td \max}$	=	16,28	kN/m ²	$\sigma_{H0td \max} = \gamma_{G1} \sigma_{H0t \max}$
			S_{H0td}	=		kN/m	$S_{H0td} = \gamma_{G1} S_{H0t}$
Spinta a Riposo dovuta al sovraccarico		0,00	$\sigma_{H0Qd \min}$	=	2,93	kN/m ²	$\sigma_{H0Qd \min} = \gamma_{Gk} \sigma_{H0Q \min}$
		2,00	$\sigma_{H0Qd \max}$	=	2,93	kN/m ²	$\sigma_{H0Qd \max} = \gamma_{Gk} \sigma_{H0Q \max}$
			S_{H0Qd}	=		kN/m	$S_{H0Qd} = \gamma_{Gk} S_{H0Q}$

PRESSIONI E SPINTE A TERGO DELLA PARETE: SISMICA (SLV)

	z (m)		=		
Spinta a Riposo dovuta al terreno in campo STATICO	0,00	$\sigma_{h0t\ min}$	=	0,00	kN/m ²
	1,70	σ_{h0t}	=	11,64	kN/m ²
	2,00	$\sigma_{h0t\ max}$	=	12,52	kN/m ²
		S_{h0td}	=		kN/m
Spinta a Riposo dovuta al sovraccarico	0,00	$\sigma_{00\ min}$	=	1,96	kN/m ²
	2,00	$\sigma_{00\ max}$	=	1,96	kN/m ²
		S_{00}	=		kN/m
<u>Terreno Permeabile</u>					
Spinta dovuta al terreno in campo SISMICO	1,00	ΔP_d	=	16,04	kN/m
	2,00	$\Delta\sigma_{Pd\ min}$	=	8,02	kN/m ²
	2,00	$\Delta\sigma_{Pd\ max}$	=	8,02	kN/m ²
					$\Delta P_d = (a_g/g) S \gamma_d H^2$
					$\Delta\sigma_{Pd\ min} = \Delta P_d / H$
					$\Delta\sigma_{Pd\ max} = \Delta P_d / H$
Spinta idrodinamica in campo SISMICO	0,15	E_{wd}	=	0,04	kN/m
	0,30	$\sigma_{Ewd\ min}$	=	0,12	kN/m ²
	0,30	$\sigma_{Ewd\ max}$	=	0,12	kN/m ²
					$E_{wd} = \pm 7/12 k_n \gamma_w H_w^2$
					$\sigma_{Ewd} = E_{wd} / (H - H_d)$
					$\sigma_{Ewd} = E_{wd} / (H - H_d)$
Spinta terreno + Spinta idrodinamica in campo SISMICO	0,30	$\Delta P_{d\ min} + \sigma_{Ewd\ min}$	=	8,14	kN/m ²
	0,30	$\Delta P_{d\ max} + \sigma_{Ewd\ max}$	=	8,14	kN/m ²
<u>Terreno Impermeabile</u>					
Spinta dovuta al terreno in campo SISMICO	1,00	ΔP_d	=	15,16	kN/m
	2,00	$\Delta\sigma_{Pd\ min}$	=	7,58	kN/m ²
	2,00	$\Delta\sigma_{Pd\ max}$	=	7,58	kN/m ²
					$\Delta P_d = (a_g/g) S \gamma_e H^2$
					$\Delta\sigma_{Pd\ min} = \Delta P_d / H$
					$\Delta\sigma_{Pd\ max} = \Delta P_d / H$

Si precisa che come scelta progettuale, il contributo idrodinamico E_{wd} è stato sempre sommato con segno concorde alla spinta dovuta al terreno ΔP_d .

Nelle immagini seguenti sono riportati degli schemi semplificativi dei carichi applicati al pozzetto agli SLU e SLV in direzione X ed in direzione Y.

Spinte allo SLU in direzione X e Y

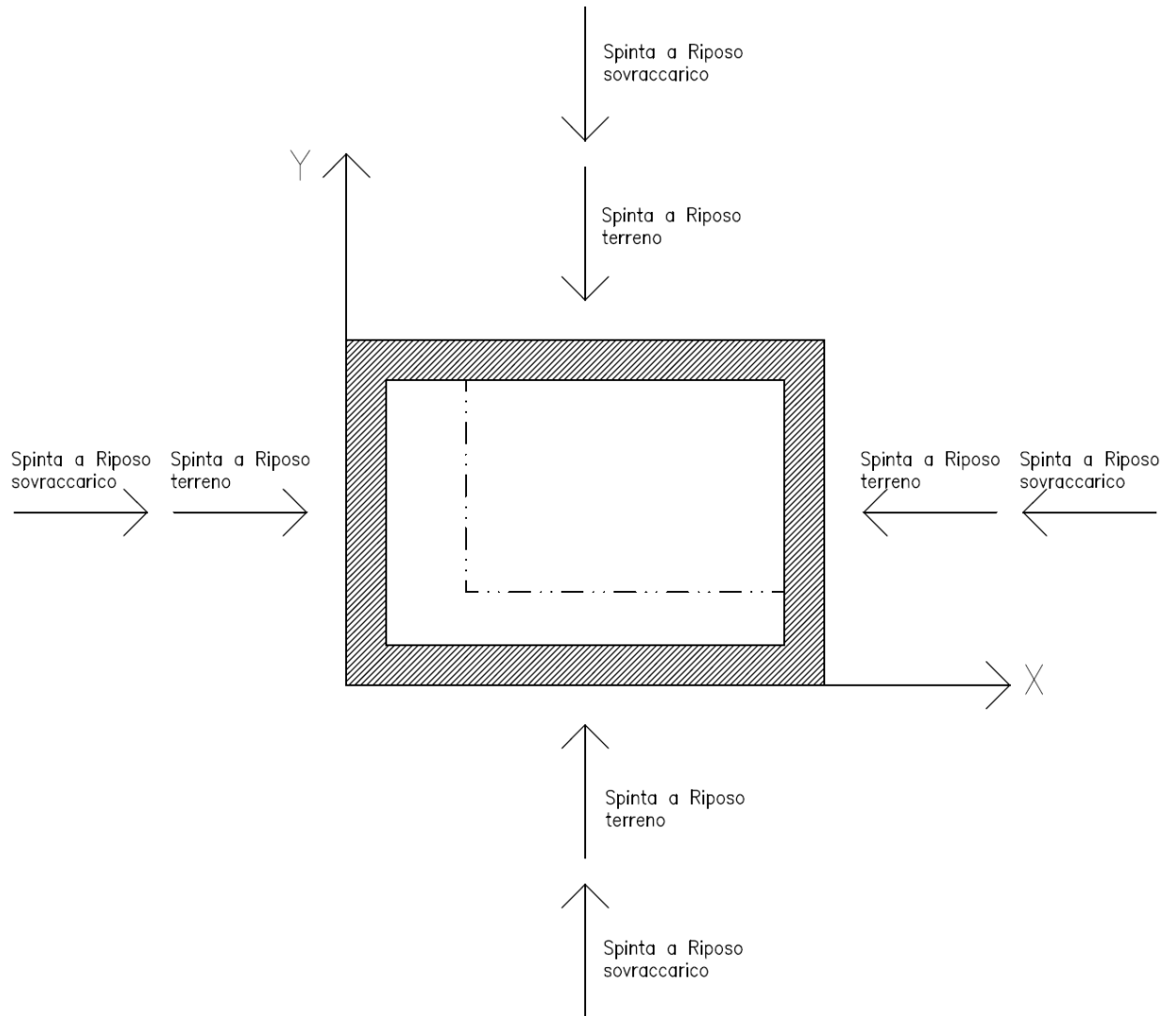


Figura 12 – Spinte SLU – Direzione X e Y

Spinte allo SLV in direzione X e Y

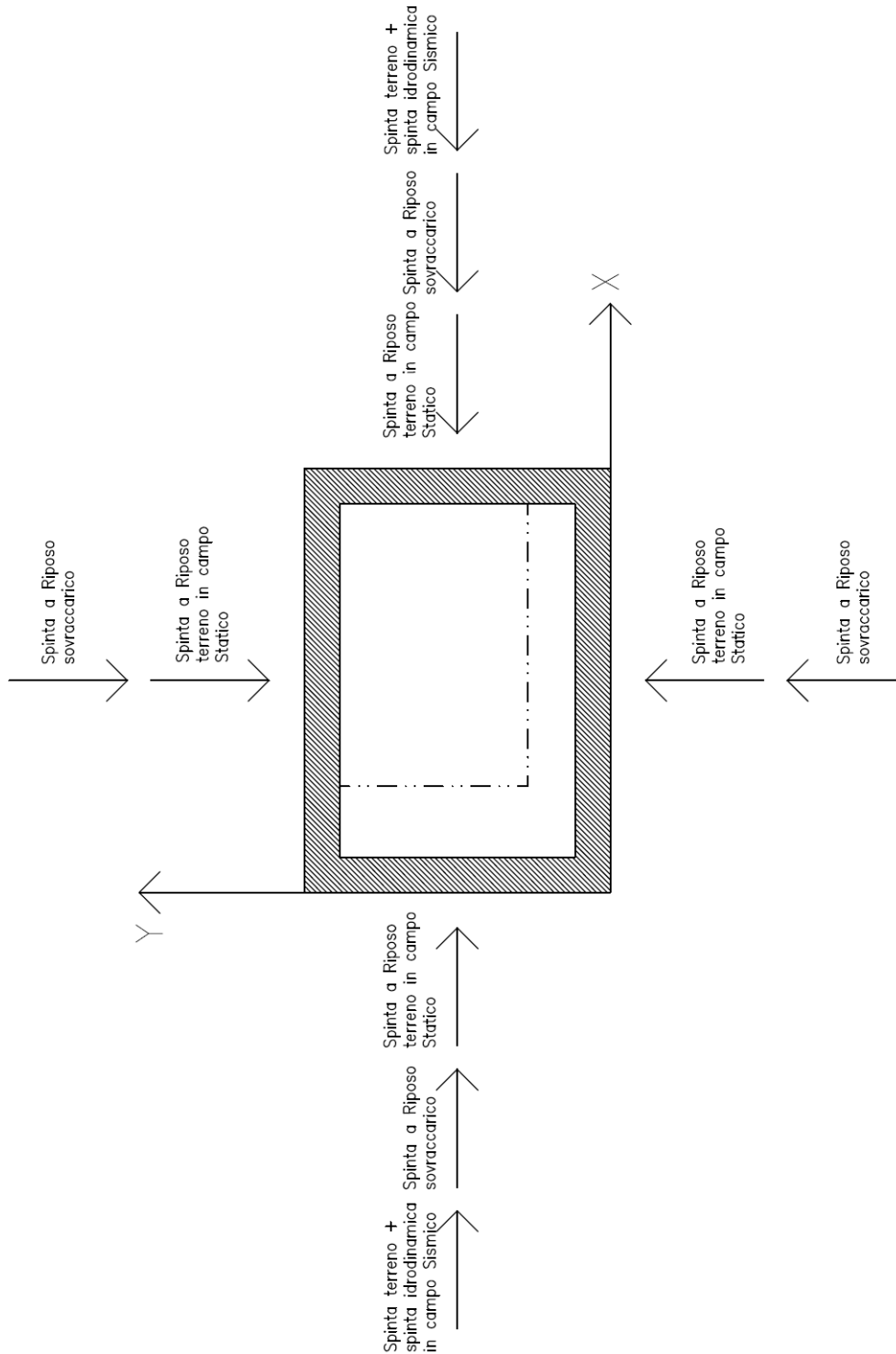


Figura 13 – Spinte SLV – Direzione X

5.6.1 VERIFICHE STRUTTURALI IN CAMPO STATICO

Nelle immagini seguenti sono riportate le viste del modello agli elementi finiti. Le pareti, la plotta e la platea sono state modellate con elementi bidimensionali opportunamente meshati.

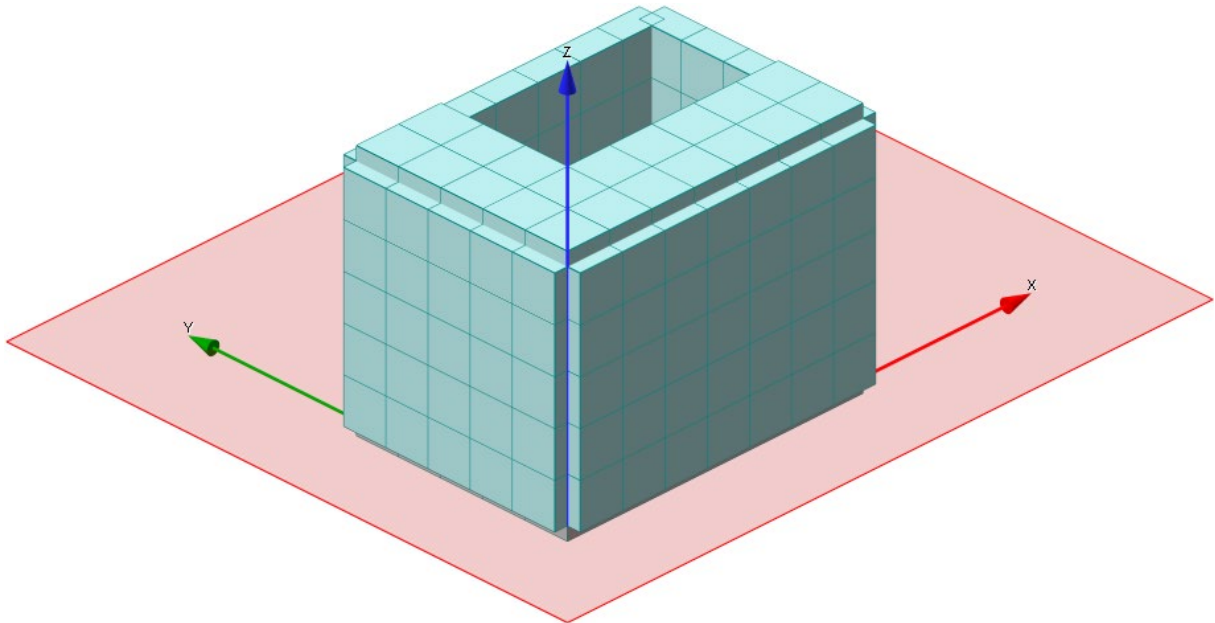


Figura 15 – Modello FEM tridimensionale

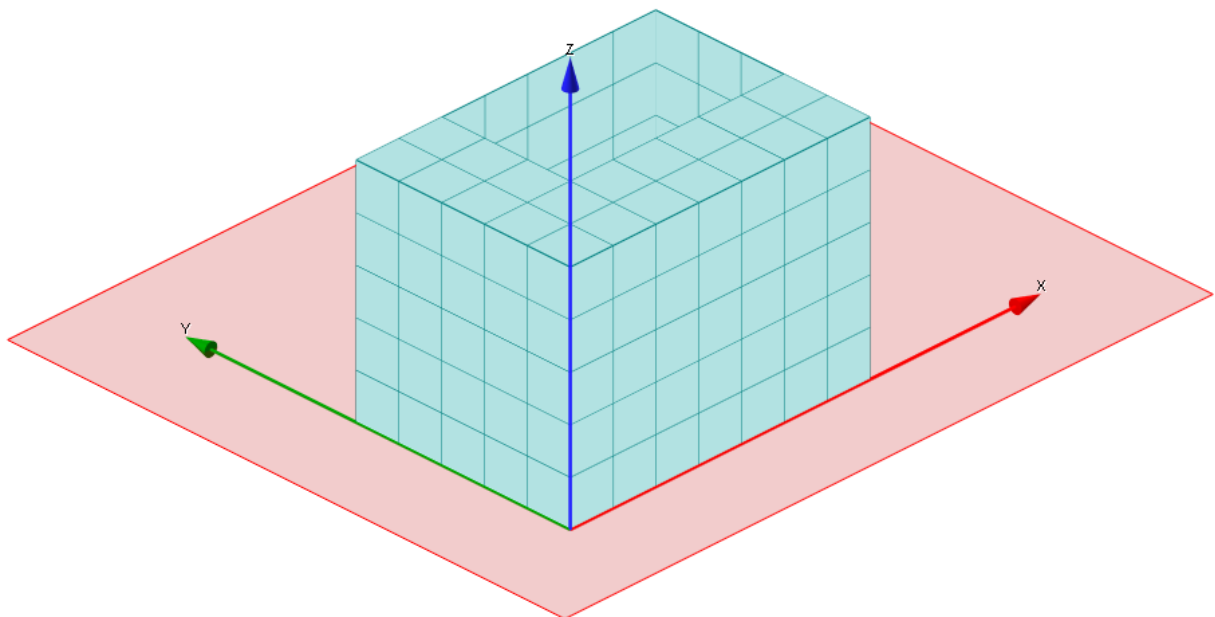


Figura 16 – Modello FEM unifilare

Per maggiori dettagli relativi alla geometria degli elementi strutturali e alle proprietà meccaniche dei materiali si rimanda agli specifici paragrafi del tabulato di calcolo allegato.

La platea è stata modellata come fondazione su suolo elastico alla Winkler.

Per quanto riguarda la modellazione delle azioni, nelle figure seguenti sono riportate le azioni applicate alla struttura. In particolare, le forze verticali associate al peso proprio degli elementi strutturali sono computate automaticamente dal programma di calcolo.

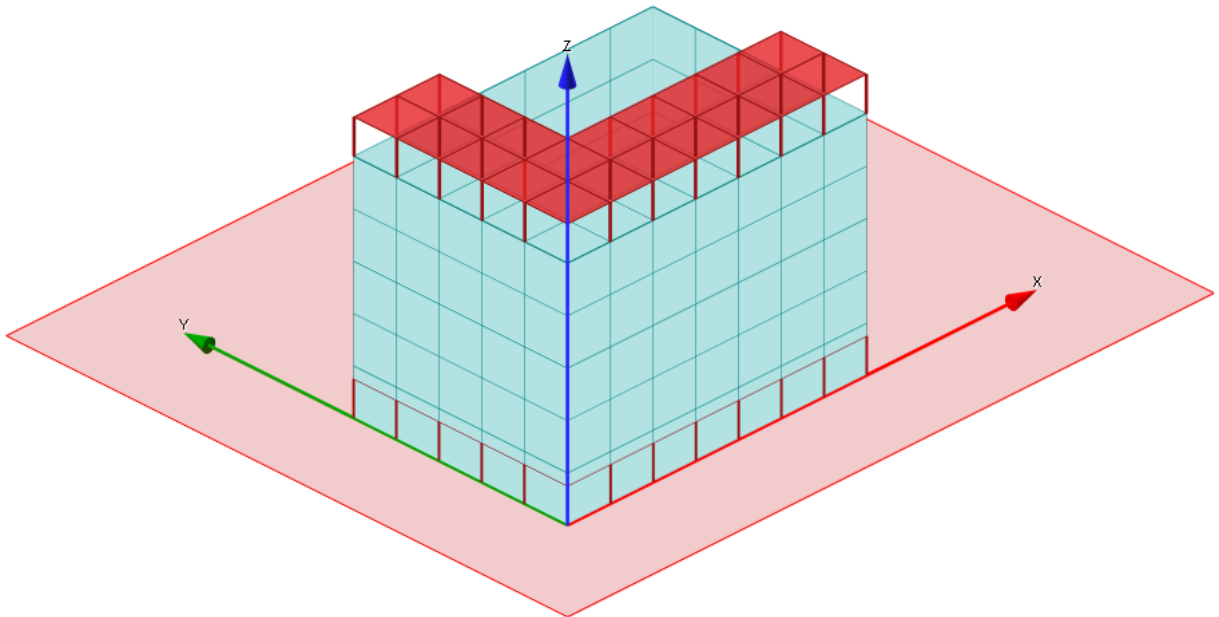


Figura 17 – Peso proprio strutturale (G1)

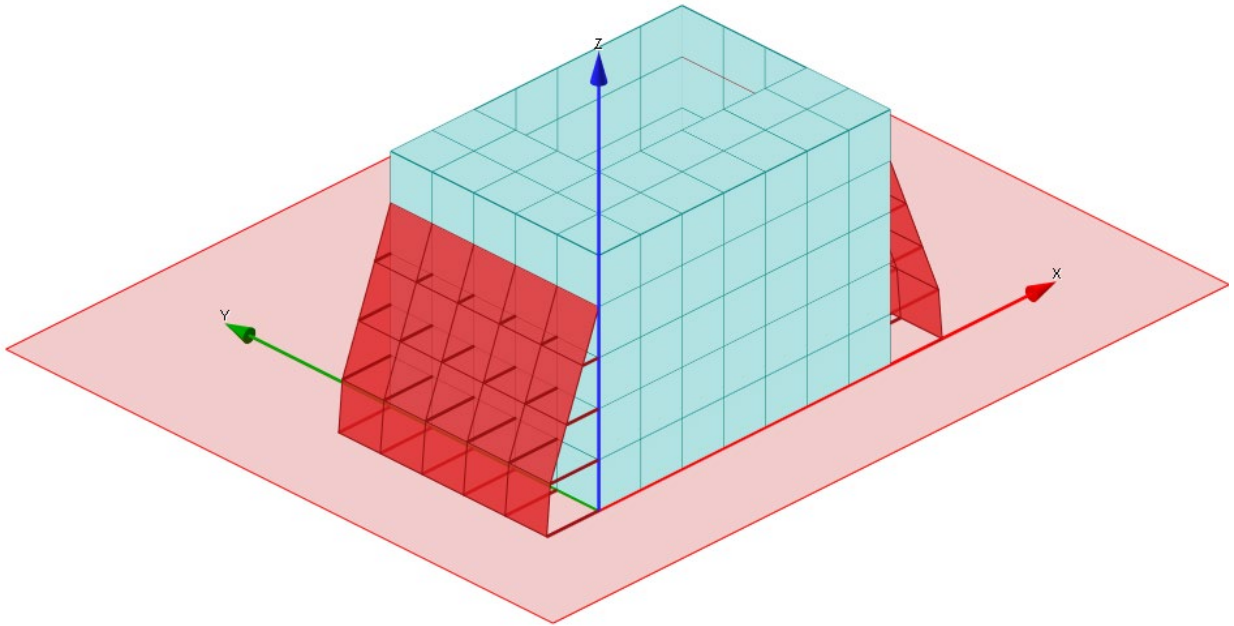


Figura 18 – Peso proprio terreno (G1) – Direzione X

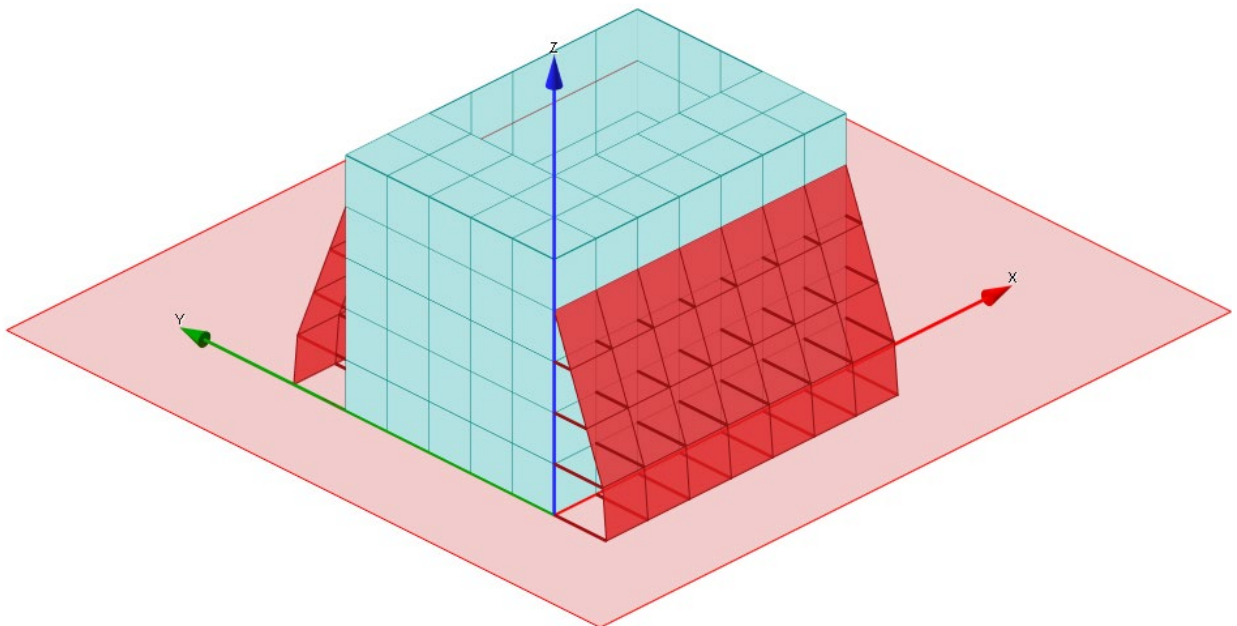


Figura 19 – Peso proprio terreno (G1) – Direzione Y

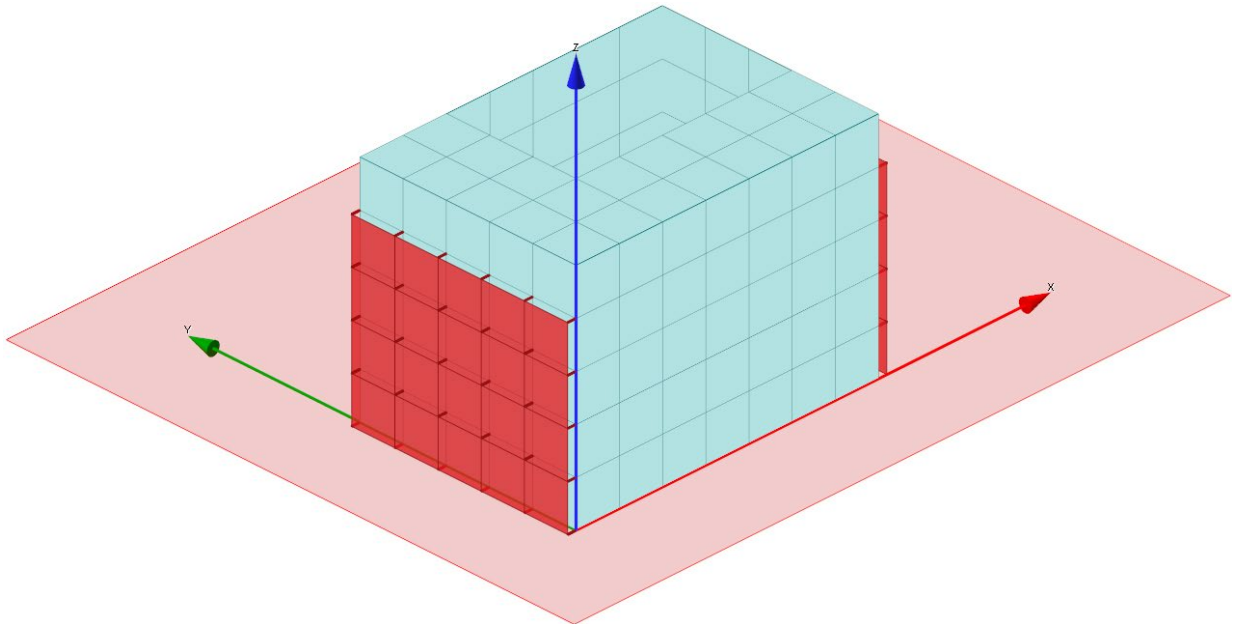


Figura 20 – Carico variabile sovraccarico (Q_k) – Direzione X

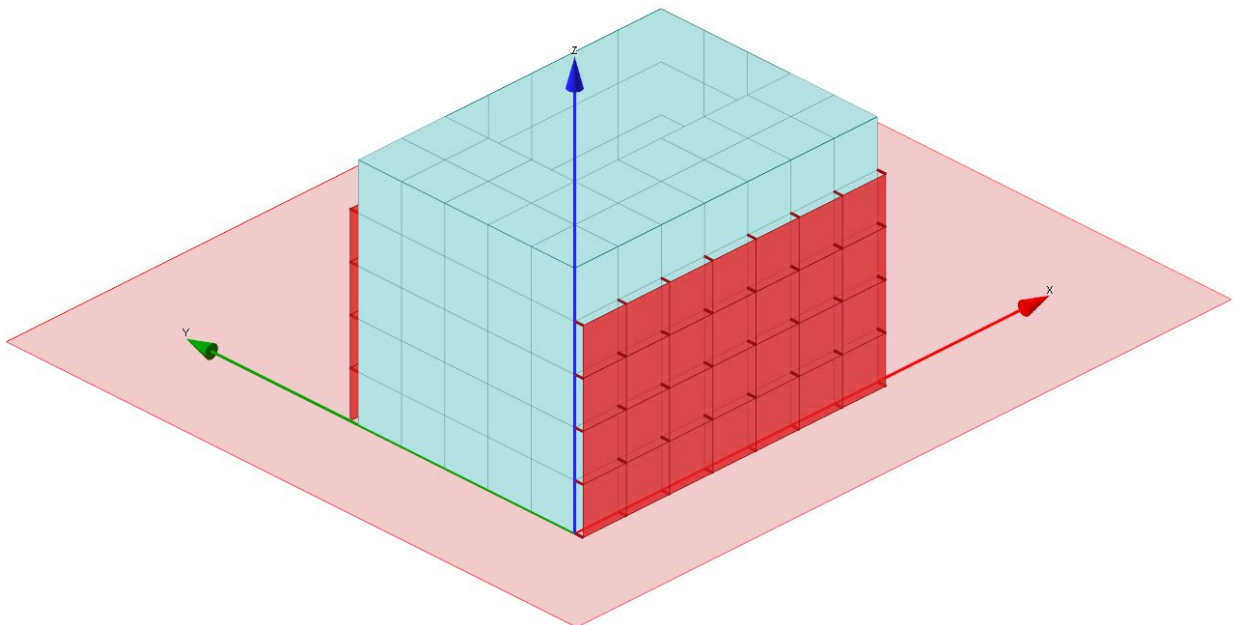


Figura 21 – Carico variabile sovraccarico (Q_k) – Direzione Y

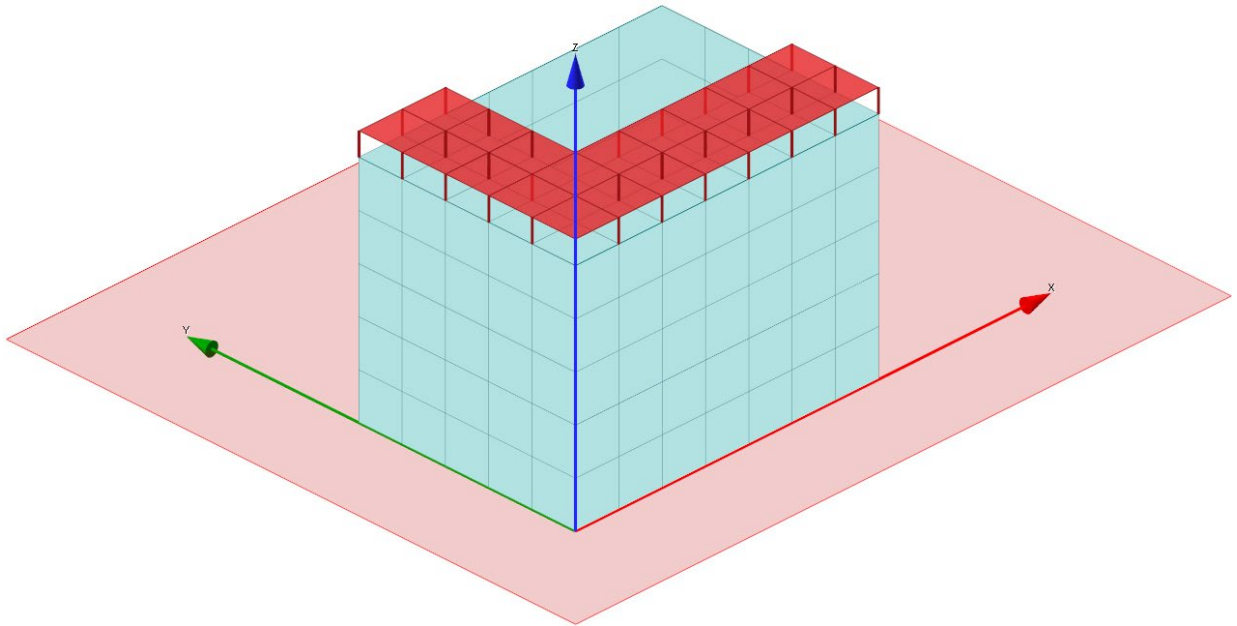


Figura 22 – Carico variabile soletta copertura (Q_k) – Direzione Z

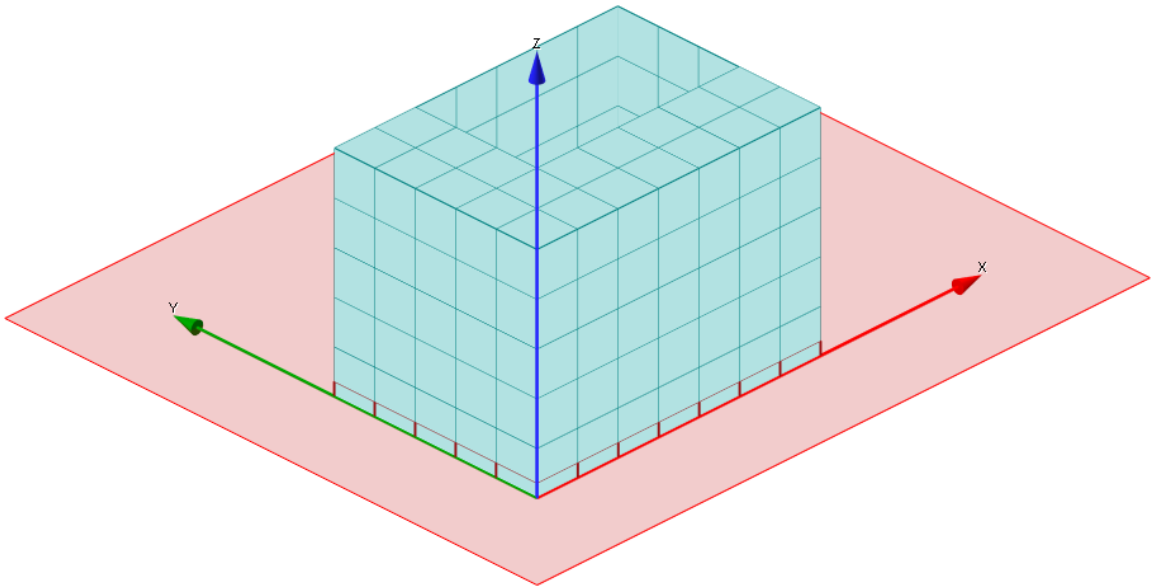


Figura 23 – Carico variabile platea (Q_k)

Per maggiori dettagli sulla definizione delle azioni adottate, sulla loro combinazione e sulle sollecitazioni negli elementi bidimensionali si rimanda agli specifici paragrafi del tabulato di calcolo in allegato.

Nelle figure seguenti sono riportati gli sfruttamenti degli elementi bidimensionali suddivisi per flessione e taglio. Come è possibile notare tutti i tassi di sfruttamento sono inferiori all'unità, quindi le verifiche risultano soddisfatte.

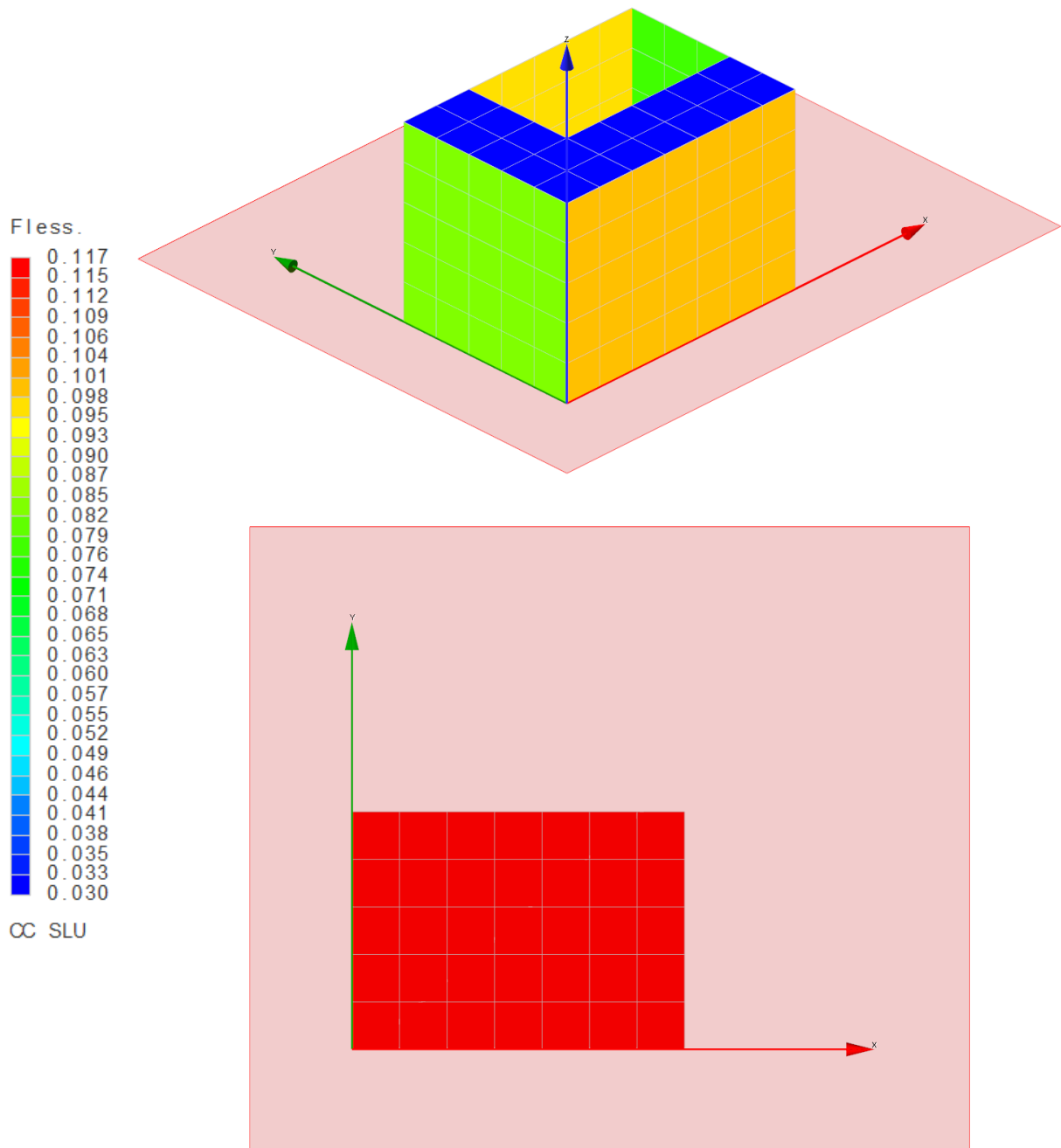


Figura 24 – Sfruttamento Elementi Bidimensionali – Presso – Flessione SLU

Verifica a presso-flessione elementi bidimensionali: $M_{Ed} / M_{Rd} = 0,117 < 1$ (VERIFICATO)

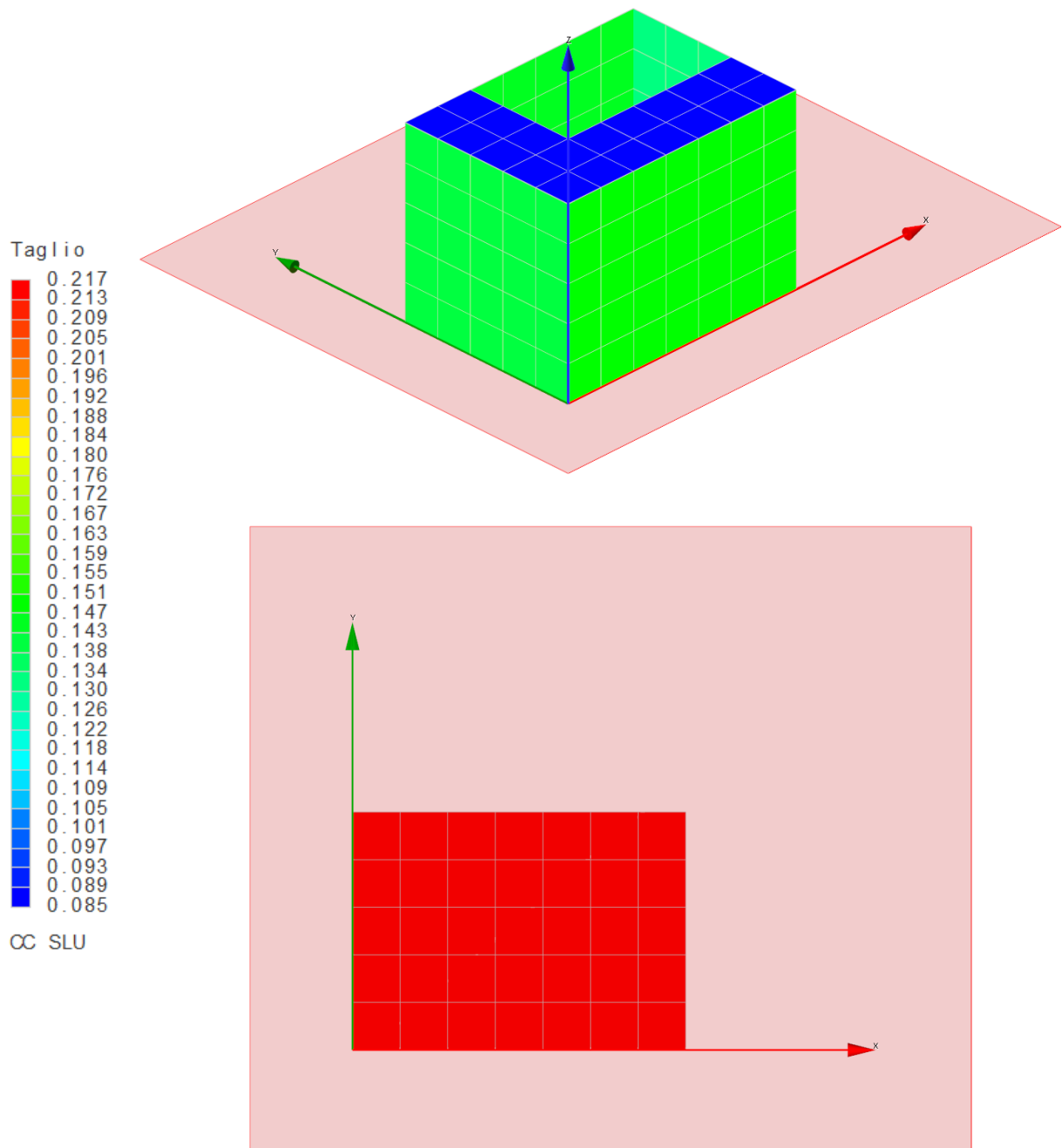


Figura 25 – Sfruttamento Elementi Bidimensionali – Taglio SLU

Verifica a taglio elementi bidimensionali: $V_{Ed} / V_{Rd} = 0,217 < 1$ (VERIFICATO)

5.6.2 VERIFICHE STRUTTURALI IN CAMPO SISMICO

La verifica agli SLV è stata condotta applicando alle pareti carichi distribuiti sotto forma di pressioni.

Per quanto riguarda la modellazione delle azioni, nelle figure seguenti sono riportate le azioni applicate alla struttura.

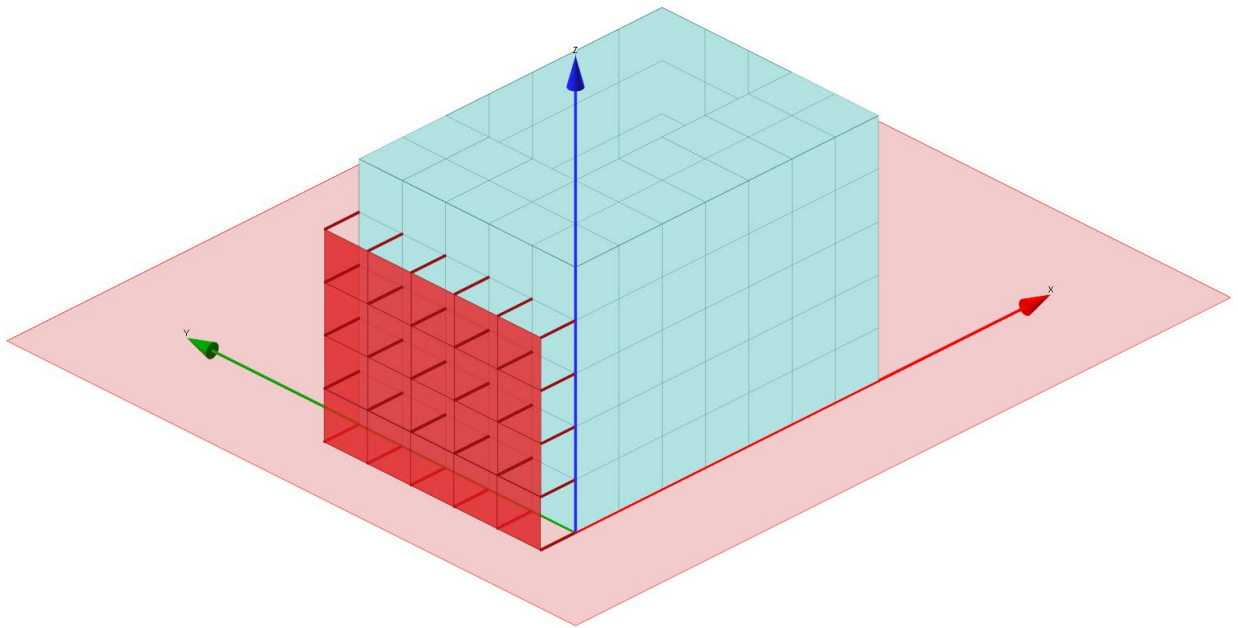


Figura 26 – Sisma - Direzione X+

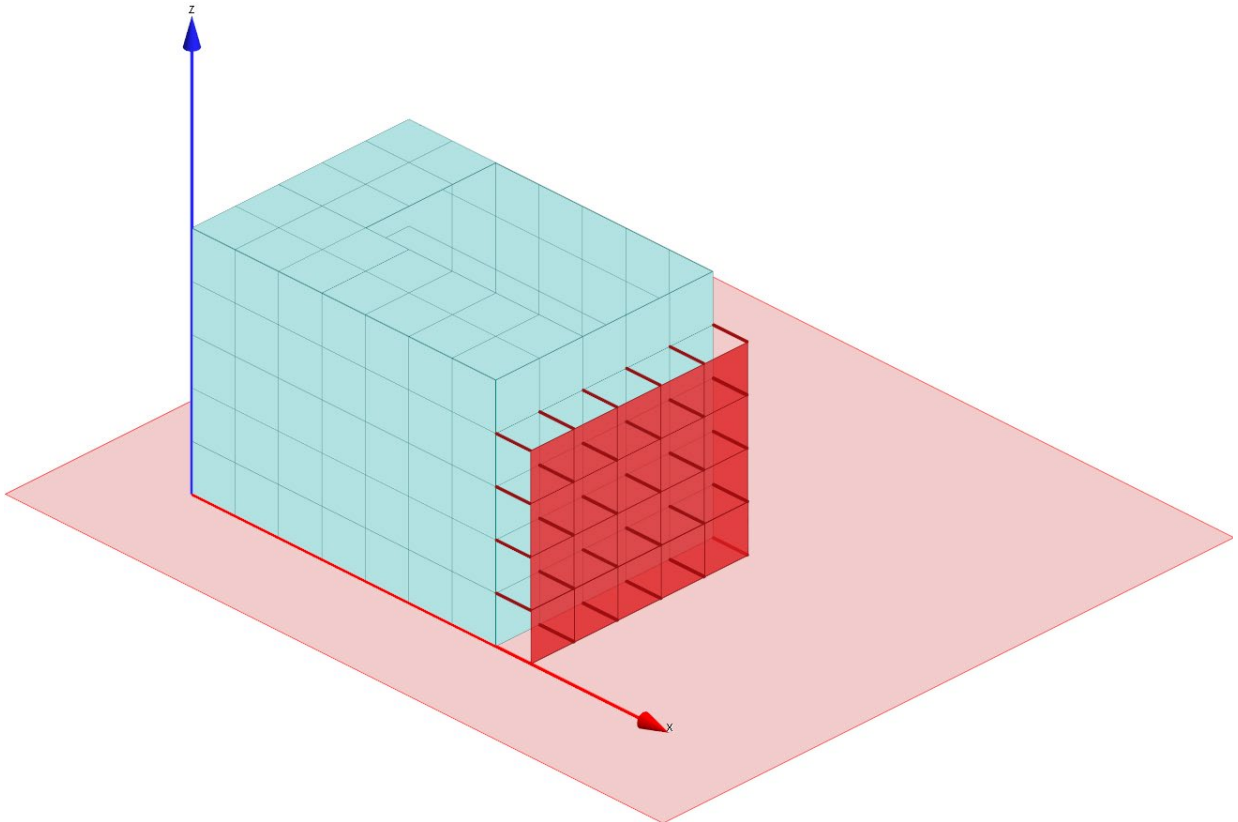


Figura 27 – Sisma - Direzione X-

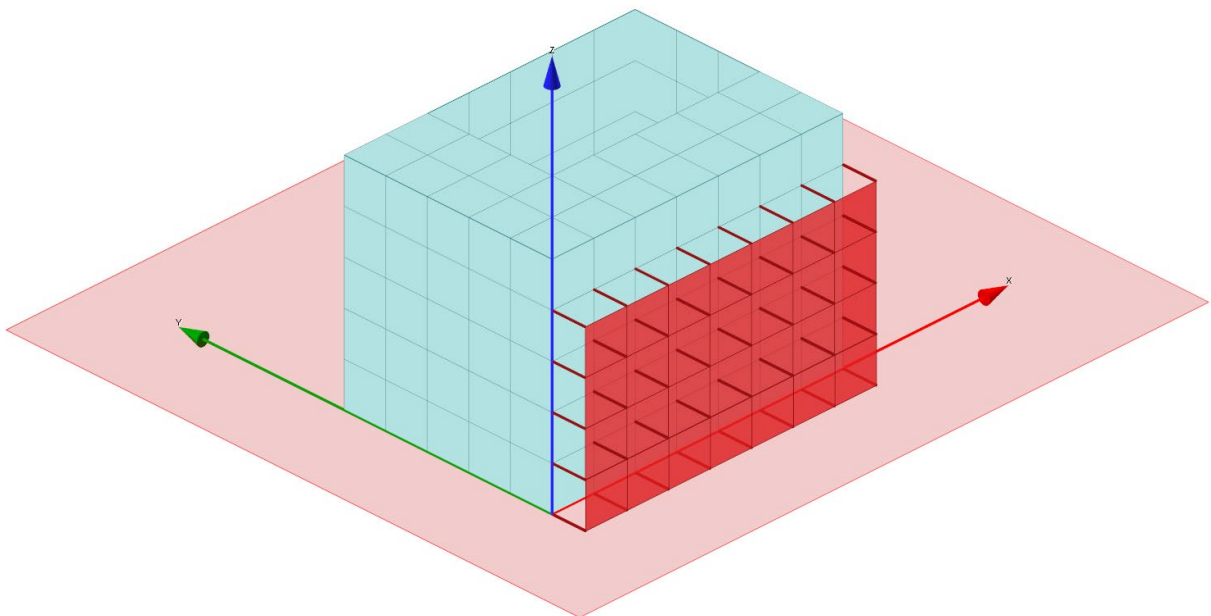


Figura 28 – Sisma - Direzione Y+

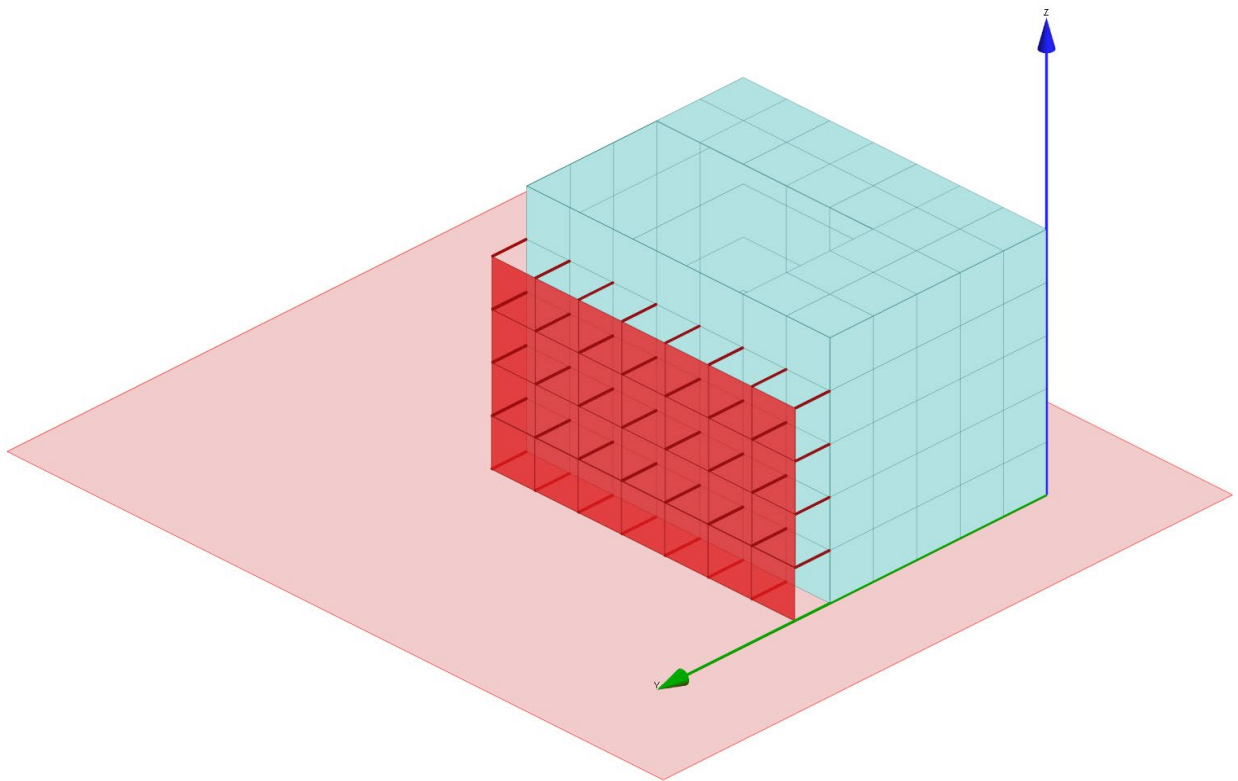


Figura 29 – Sisma - Direzione Y-

Nelle figure seguenti sono riportati gli sfruttamenti degli elementi bidimensionali suddivisi per flessione e taglio. Come è possibile notare i tassi di sfruttamento sono tutti inferiori dell'unità, quindi le verifiche allo SLV risultano soddisfatte.

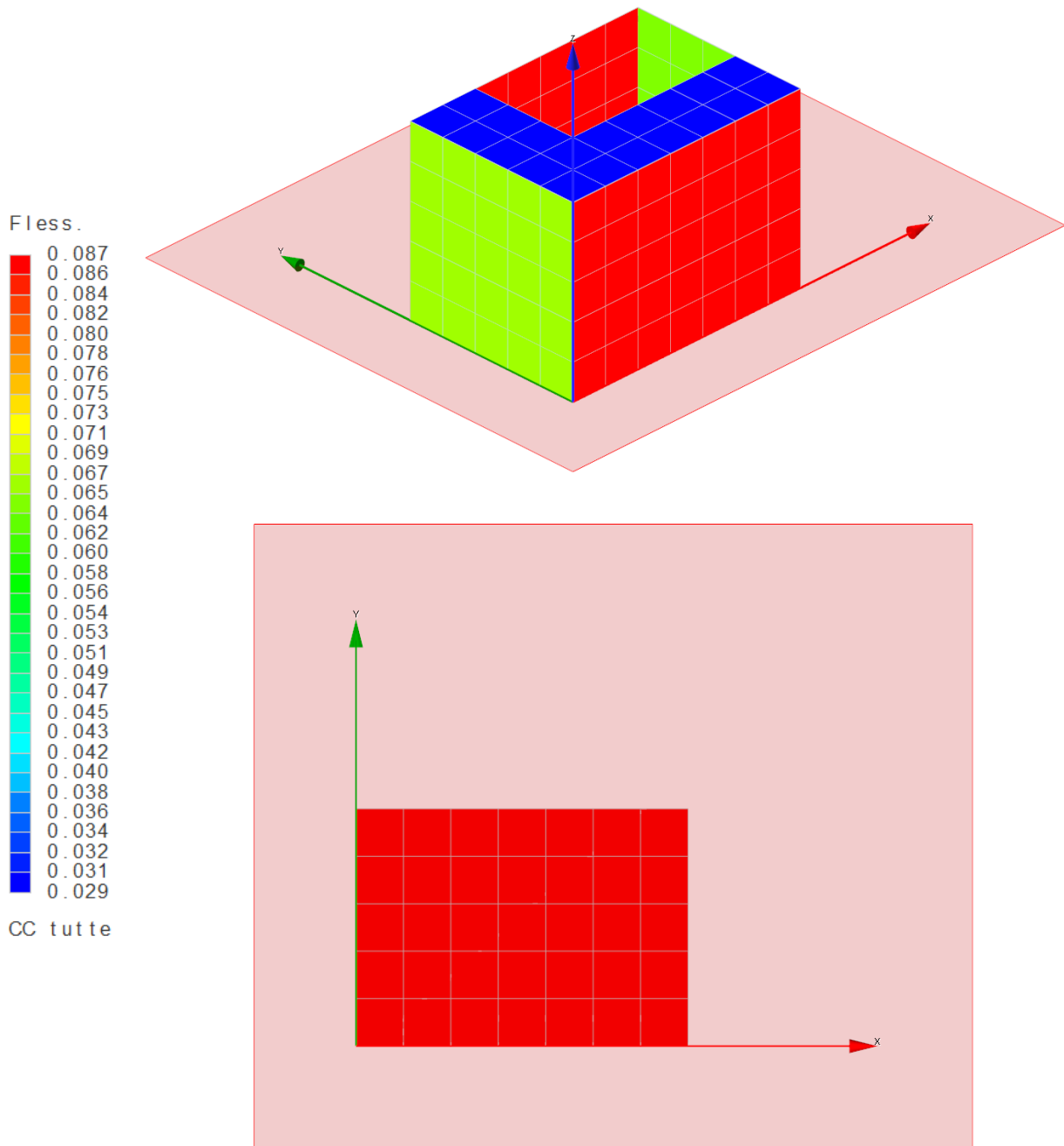


Figura 30 – Sfruttamento Elementi Bidimensionali – Presso -Flessione SLV

Verifica a presso-flessione elementi bidimensionali: $M_{Ed} / M_{Rd} = 0,087 < 1$ (VERIFICATO)

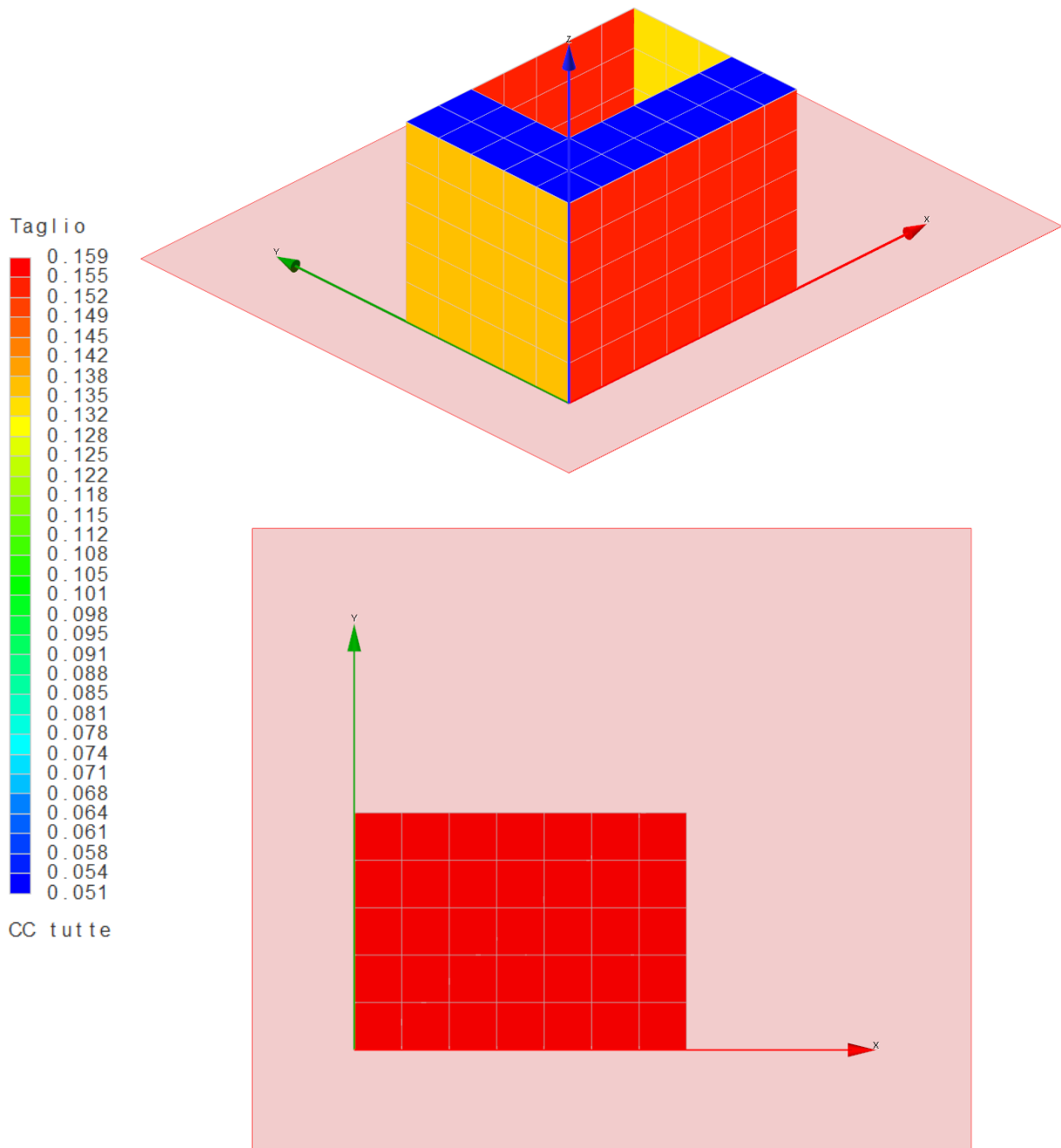


Figura 31 – Sfruttamento Elementi Bidimensionali – Taglio SLV

Verifica a taglio elementi bidimensionali: $V_{Ed} / V_{Rd} = 0,159 < 1$ (VERIFICATO)