COMUNE DI CERIALE

PROVINCIA DI SAVONA

Committente:
Comune di Ceriale

Livello di Progetto:
Definitivo

Titolo:

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO IDRAULICO DEL TRATTO TERMINALE DEL RIO SAN ROCCO

Oggetto:

- **Relazione tecnica strutturale**
- **Relazione sui materiali**
- **Relazione sulle fondazioni**
- **Relazione geotecnica**
- **Relazione sull'attendibilità dei codici di calcolo**

Firme:

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA DELLA SPEZIA
DANIELE GUERRIERI
INGEGNERE
Civile ed Ambientale
Industriale
dell'Informazione
A 958

Firmato digitalmente da

daniele guerrieri

CN = guerrieri daniele
O = Ordine degli Ingegneri della Provincia di La Spezia
C = IT

Codice Progetto:
P107-21

Nome File:
P107-21-D-RE-STR-001-B.DOCX

Rev.	Modifiche/Revisioni	Redatto	Data	Contr./Appr.	Data
A	PRIMA EMISSIONE	MIN	21/04/2022	DG	21/04/2022
B	SECONDA EMISSIONE	MIN	18/05/2022	DG	18/05/2022

info@itec-engineering.it
www.itec-engineering.it

19038 SARZANA (SP)
Via B. P. U. Muccini, 54 A
TEL. +39 0187 610532

16129 GENOVA
Via Antonio Cecchi, 7/9-10
TEL. +39 010 5959690

ASSOCIATO oice CONFINDUSTRIA
efca
FIDIC
apave Certification
ISO 9001 - N° SC 10-2588/IAF 34
ISO 14001 - N° SCA 19-3491/IAF 34
ISO 45001 - N° SCS 20-336/IAF 34

È vietata a norma di legge la riproduzione, anche parziale, non autorizzata di questo documento

INDICE

1 PREMESSA 1

1.1 SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE 1
1.2 OBIETTIVO DEL PROGETTO 2

2 DEFINIZIONI E ABBREVIAZIONI 3

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO 4

3.1 NORMATIVE E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO 4

4 MATERIALI IMPIEGATI 5

4.1 OPERE IN C.A. 5
4.2 PARATIE DI MICROPALI 5
4.2.1 Cordolo 5
4.2.2 Micropali 6
4.3 CONDIZIONI AMBIENTALI 6
4.4 DURABILITÀ 7
4.5 SINTESI DEI VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI 9

5 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO 10

5.1 UBICAZIONE GEOGRAFICA, CARATTERISTICHE FUNZIONALI E TIPOLOGICHE DELL'OPERA 10
5.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI 11

6 ASPETTI GEOLOGICI E GEOTECNICI 19

7 ANALISI DEI CARICHI, AZIONI AGENTI 20

7.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI ($G_{1,STR}$) 20
7.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2) 20
7.3 CARICHI VARIABILI 21
7.3.1 Azioni da traffico 21
7.3.1.1 Definizione delle corsie convenzionali 21
7.3.1.2 Carichi verticali (q_1) 21
7.3.1.2.1 Schema di carico nr. 1 21
7.3.1.2.2 Schema di carico nr. 2 22
7.3.1.3 Diffusione dei carichi concentrati 23
7.4 AZIONE SISMICA 25
7.4.1 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche 25
7.4.2 Vita nominale 26
7.4.3 Classe d'uso 26
7.4.4 Periodo di riferimento per l'azione sismica 26
7.4.5 Spettri di progetto 27

7.5 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE 30
7.5.1 Condizioni di spinta del terreno a "riposo" 30
7.5.1.1 Scatolare tipo 8.0x2.1 m *32*
7.5.1.2 Scatolare tipo 6.0x2.0 m *32*
7.5.2 Condizioni di spinta del terreno "attiva" 32
7.5.3 Condizioni di spinta del terreno "passiva" 33
7.5.4 Considerazioni generali 34
7.6 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE 34
7.6.1 Premessa 34
7.6.2 Spinta idrodinamica 36
7.6.3 Condizioni di spinta del terreno a "riposo" 37
7.6.3.1 Scatolare tipo 8.0x2.1 m *39*
7.6.3.2 Scatolare tipo 6.0x2.0 m *40*
7.6.4 Condizioni di spinta del terreno "attiva" 41
7.6.5 Condizioni di spinta del terreno "passiva" 41
7.6.6 Considerazioni generali 42
7.7 SPINTA DEI SOVRACCARICHI 43
7.7.1 Tensioni indotte da un sovraccarico verticale uniforme infinitamente esteso (S_{sovr_1}) 43
7.7.2 Tensioni indotte da un sovraccarico verticale uniforme su una striscia indefinita (S_{sovr_2}) 44
8 STATI LIMITE E COMBINAZIONE DELLE AZIONI 45
8.1 CASI DI CARICO 45
8.2 STATI LIMITE E COMBINAZIONE DELLE AZIONI 45
9 METODI DI ANALISI E MODELLI DI CALCOLO 50
9.1 METODI DI ANALISI PER LE AZIONI STATICHE 50
9.2 METODI DI ANALISI PER LE AZIONI SISMICHE 50
9.3 DESCRIZIONE DEI MODELLI E DELLE AZIONI 50
9.3.1 Unità di misura e convenzione dei segni 50
9.3.2 Descrizione dei modelli locali e globali 50
9.3.2.1 Opere di sostegno - paratie *52*
9.3.2.2 Sezione tipo 8-9 ..... *53*
9.3.2.2.1 Modellazione delle azioni 53
9.3.2.3 Sezione tipo 2-3-4-5-7 ..... *55*
9.3.2.4 Sezione tipo 6 ..... *56*
9.3.2.5 Scatolari *58*
9.3.2.6 Nomenclatura elementi *59*
9.3.2.6.1 Modellazione delle azioni 60

9.3.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**Errore. Il segnalibro non è definito.**

10 RISPOSTA DELLA STRUTTURA 64

10.1 RISULTATI DELL'ANALISI STATICA 64
10.1.1 Opere di sostegno 65
10.1.1.1 Sezione tipo 8-9 65
10.1.1.2 Sezione tipo 2-3-4-5-7 66
10.1.1.3 Sezione tipo 6 67
10.1.2 Scatolari 68
10.1.2.1 Sezione tipo 8-9 68
10.1.2.2 Sezione tipo 2-3-5 69

11 CRITERI DI VERIFICA E MODELLI DI CAPACITÀ 70

11.1 CRITERI DI VERIFICA 70
11.2 MODELLI DI CAPACITÀ 70
11.2.1 Elementi di calcestruzzo 70
11.2.1.1 SLU – Resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale 71
11.2.1.1.1 Diagrammi di progetto dei materiali 71
11.2.1.1.2 Ipotesi di base 72
11.2.1.1.3 Dettagli per le verifiche 72
11.2.1.2 SLU – Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti 72
11.2.1.3 SLE – Stato limite di limitazione delle tensioni 73
11.2.1.4 SLE – Ampiezza delle fessure 74
11.2.2 Elementi di acciaio 74
11.2.2.1 SLU – Resistenza delle membrature a taglio 74
11.2.2.2 SLU – Resistenza delle membrature a flessione monoassiale 75

12 VERIFICHE PER AZIONI ANTROPICHE, AMBIENTALI E SISMICHE 76

12.1 OPERE DI SOSTEGNO 76
12.1.1 Sezione tipo 8-9 76
12.1.1.1 SLU – Verifiche di resistenza 76
12.1.1.2 SLE – Verifiche di esercizio 77
12.1.2 Sezione tipo 2-3-4-5-7 78
12.1.2.1 SLU – Verifiche di resistenza 78
12.1.2.2 SLE – Verifiche di esercizio 79
12.1.3 Sezione tipo 6 80
12.1.3.1 SLU – Verifiche di resistenza 80
12.1.3.2 SLE – Verifiche di esercizio 81

12.2 SCATOLARE 82
12.2.1 Sezione tipo 8-9 82
12.2.1.1 SLU – Verifiche di resistenza *83*
12.2.1.1.1 Soletta 83
12.2.1.1.2 Pareti 84
12.2.2 Sezione tipo 2-3-5 85
12.2.2.1 SLU – Verifiche di resistenza *86*
12.2.2.1.1 Soletta 86
12.2.2.1.2 Pareti 87
12.2.2.2 SLE – Verifiche di esercizio *88*
12.2.2.2.1 Soletta 88
12.2.2.2.2 Pareti 89
13 VERIFICA DEL SISTEMA DI FONDAZIONE 90
13.1 SEZIONE TIPO 8-9 90
13.1.1 SLU – Verifiche di resistenza 90
13.1.2 SLE – Verifiche di esercizio 91
13.2 SEZIONE TIPO 2-3-5 92
13.2.1 SLU – Verifiche di resistenza 92
13.2.2 SLE – Verifiche di esercizio 93

Allegati:

Appendici:

1 PREMESSA

1.1 SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE

La presente relazione fa parte del Progetto Definitivo degli Interventi di adeguamento idraulico del tratto terminale del rio San Rocco in Comune di Ceriale (SV), costituisce una continuità del progetto preliminare redatto dalla scrivente nel giugno 2016, con il conseguente aggiornamento delle osservazioni espresse dalla Regione Liguria, Dipartimento Ambiente Settore Difesa del Suolo di Savona e Imperia (quale contributo istruttorio nell'ambito dell'iter di approvazione del progetto a seguito di una riunione tecnica svoltasi presso gli uffici regionali il 14/11/2016).

Il progetto di sistemazione interessa il tratto terminale del rio San Rocco compreso tra Via Sole e Mare e lo sbocco a mare in corrispondenza di Via Lungomare A. Diaz, per una lunghezza di circa 450 m.

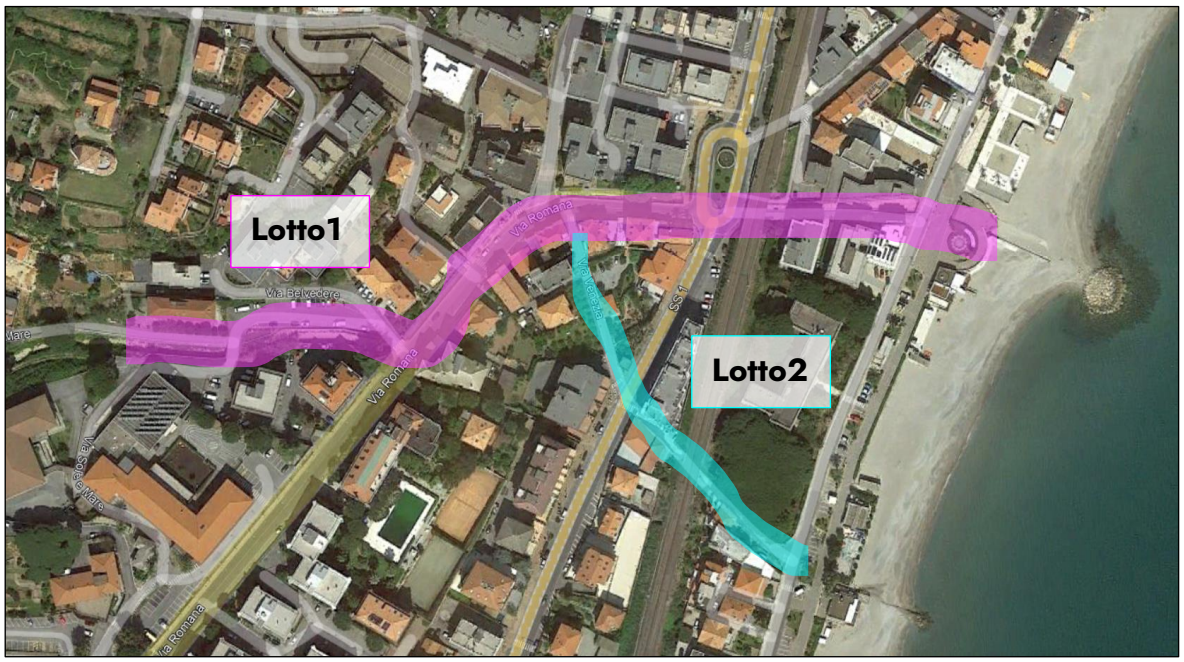


Figura 1-1: Estratto Ortofoto (Google Maps)

Il primo Lotto (in magenta nell'ortofoto soprastante) riguarda l'incremento massimo possibile delle dimensioni geometriche dell'alveo in funzione dei numerosi vincoli urbanistici (edifici, viabilità, ferrovia) presenti lungo il percorso del Rio (Via Sole e Mare, Via Romana, Via Aurelia e sovrappasso della ferrovia).

Il secondo Lotto (in ciano nell'ortofoto soprastante) riguarda la realizzazione di un canale scolmatore tombinato, che da Via Romana si inserisce sotto Via Venezia verso lo sbocco in mare.

1.2 OBIETTIVO DEL PROGETTO

L'intervento è necessario a causa della grave insufficienza idraulica del tratto terminale del corso d'acqua, confermata dagli elaborati del Piano di Bacino Stralcio sul Rischio Idrogeologico del bacino del Carenda, che inserisce le aree adiacenti al rio come inondabili per evento 50-ennale e per eventi con alta frequenza di accadimento.
Gli interventi di adeguamento idraulico sono stati suddivisi in due lotti esecutivi, il primo(Lotto 1) finalizzato allo smaltimento della portata 50-ennale (45 m3/s) e il secondo (Lotto2) a quello della portata 200-ennale (65 m3/s).



Figura 1-2: Estratto Carta del Rischio Idraulico- Ambito Centa-Carenda (PdB – Stralcio per l'Assetto Idrogeologico)

2 DEFINIZIONI E ABBREVIAZIONI

Opere di sostegno: si intendono tutte le opere geotecniche, permanenti o temporanee, con funzione di sostegno di un terrapieno o di un pendio, siano esse rigide o flessibili.

Di seguito sono riportati i simboli ed il relativo significato impiegati nella presente relazione:

γ_d	peso per unità di volume asciutto del terreno
γ_{sat}	peso per unità di volume saturo del terreno
k_h	coefficiente di spinta sismico orizzontale delle terre
k_v	coefficiente di spinta sismico verticale delle terre
θ	inclinazione della spinta sismica delle terre
K_0	coefficiente di spinta a riposo delle terre
$K_{a,s}$	coefficiente di spinta attiva delle terre in condizioni statiche
$K_{p,s}$	coefficiente di spinta passiva delle terre in condizioni statiche
$K_{a,d}$	coefficiente di spinta attiva delle terre in condizioni sismiche
$K_{p,d}$	coefficiente di spinta passiva delle terre in condizioni sismiche
CHS	profili in acciaio per uso strutturale circolari cavi
SLO	Stato Limite di Operatività
SLD	Stato Limite di Danno
SLV	Limite di Salvaguardia della Vita
SLC	Limite di Collasso

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 NORMATIVE E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO

Per la redazione della presente relazione sono state considerate le normative tecniche di seguito elencate:

1. Decreto Ministeriale nr. 47 (11/03/1988), "*Norme Tecniche riguardanti le indagini su terreni e sulle rocce; i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*";
2. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri nr. 3274 del 20 Marzo 2003, "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*";
3. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri nr. 3316, "*Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri nr. 3274 del 20.03.2003*";
4. EN 1997 Eurocodice 7 (Febbraio 2005):
    - Part 1: General Rules;
    - Part 2: Standards for laboratory testing;
    - Part 3: Standards for fielding testing;
5. EN 1997 Eurocodice 7 (Febbraio 2005):
    - Part 1: General Rules;
6. EN 1998 Eurocodice 7 (Febbraio 2005):
    - Part 5: Foundations, retaining strtuctures and geotechnical aspects;
7. Decreto del Ministero delle Infrastrutture nr. 29 del 14 Gennaio 2008, "*Norme Tecniche per le Costruzioni*", (nel seguito indicate come NTC08);
8. Circolare nr. 617 C.S.LL.PP. del 2 Febbario 2009 "*Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni'*", (nel seguito indicate come CNTC08);
9. Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018 "*Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni (GU nr. 42 del 20 Febbraio 2018)*", (nel seguito indicate come NTC18);
10. Circolare nr. 7 C.S.LL.PP del 21 Gennaio 2019, "*Istruzioni per l'applicazione dello 'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni' di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018, supplemento ordinario nr. 27 alla G.U. nr. 42 del 20/02/2018*", (nel seguito indicate come CNTC18)

4 MATERIALI IMPIEGATI

4.1 OPERE IN C.A.

Per la costruzione della opere strutturali in C.A. del nuovo scatolare è previsto l'impiego dei seguenti materiali strutturali:

A. Acciaio d'armatura	**B450C**	
γ_s =	1.15	
$f_{tk}/f_{yk} \geq$	1.15	
$f_{tk}/f_{yk} <$	1.35	
$(f_y)_{nominale}$:	450	N/mm^2
$(f_t)_{nominale}$:	540	N/mm^2
$f_{yk} \geq$	$(f_y)_{nominale}$	
$f_{tk} \geq$	$(f_t)_{nominale}$	
E =	210000	N/mm^2

B. Conglomerato cementizio	**C32/40**	
α_{cc} =	0.85	
γ_c =	1.5	
f_{ck} =	32	N/mm^2
f_{cd} =	18.1	N/mm^2
f_{cm} =	40	N/mm^2
f_{ctm} =	3.02	N/mm^2
$f_{ctk,0.05}$ =	2.12	N/mm^2
E_{cm} =	33300	N/mm^2

4.2 PARATIE DI MICROPALI

Per la costruzione delle opere di sostegno temporanee costituite da paratie di micropali è previsto l'impiego dei seguenti materiali strutturali:

4.2.1 **Cordolo**

A. Acciaio d'armatura	**B450C**	
γ_s =	1.15	
$f_{tk}/f_{yk} \geq$	1.15	
$f_{tk}/f_{yk} <$	1.35	
$(f_y)_{nominale}$:	450	N/mm^2
$(f_t)_{nominale}$:	540	N/mm^2
$f_{yk} \geq$	$(f_y)_{nominale}$	

$f_{tk} \geq$	$(f_t)_{nominale}$	
E =	210000	N/mm^2

B. Conglomerato cementizio **C32/40**

α_{cc} =	0.85	
γ_c =	1.5	
f_{ck} =	32	N/mm^2
f_{cd} =	18.1	N/mm^2
f_{cm} =	40	N/mm^2
f_{ctm} =	3.02	N/mm^2
$f_{ctk,0.05}$ =	2.12	N/mm^2
E_{cm} =	33300	N/mm^2

4.2.2 **Micropali**

A. Malta o miscela cementizia per iniezione

Cemento	$\geq$ R325
f_{ck}	$\geq$ 32 N/mm^2

B. Acciaio per uso strutturale

Qualità:	**S275JR**
f_{yk} =	275 N/mm^2
f_{tk} =	430 N/mm^2
E =	210000 N/mm^2
ν =	0.30
ρ =	7850 kg/m^3

4.3 CONDIZIONI AMBIENTALI

Le opere definitive in calcestruzzo armato sono *esposte alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare*, pertanto si assegna una classe di esposizione *XS1*.

Secondo quanto definito nella Tab. 4.1.III delle NTC18 la classe XS1 rientra nelle categoria delle condizioni ambientali *Aggressive*.

Tab. 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Avendo armato le sezioni con acciaio di armatura ordinaria, nella Tab. 4.1.IV si farà riferimento ai limiti previsti per armatura "*Poco sensibile*".

Tab. 4.1.IV - *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

In base a quanto riportato nella Tab. 4.1.IV dovrà essere verificato che:

<u>in combinazione frequente</u>

$w_k \leq w_2 = 0.3$ mm;

<u>in combinazione quasi permanente</u>

$w_k \leq w_1 = 0.2$ mm.

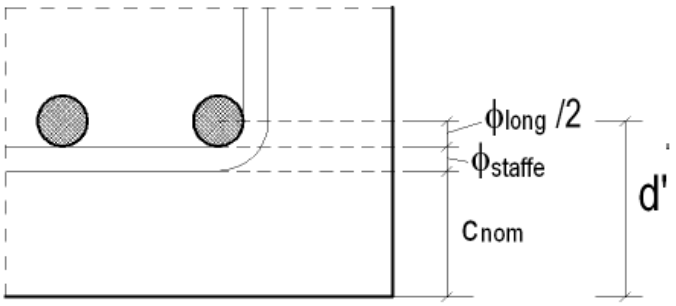
4.4 DURABILITÀ

Il conglomerato cementizio da impiegarsi per la realizzazione delle opere definitive di progetto deve essere conforme alle UNI EN 206:2021 e UNI-EN 11104:2016. Inoltre, queste ultime richiedono il rispetto di requisiti minimi per garantire la durabilità delle opere. Di seguito sono riportati tali requisiti minimi per classe di esposizione *XS1 – strutture esposte alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare*.

A. Classe di esposizione **XS1**

Classe di resistenza:	C32/40	
Aggregati:	D_{max} = 20	mm
Classe di consistenza:	S4	
Classe di contenuto ioni cloruro:	Cl. 0.4	
Rapporto A/C massimo:	0.50	
Dosaggio min. cemento:	340	kg/m^3

Le caratteristiche del calcestruzzo armato dettate dalla UNI 11104 valgono soltanto se il copriferro è valutato correttamente in fase progettuale e, ovviamente, garantito in fase esecutiva.



Il copriferro nominale c_{nom} è così definito:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c$$

c_{min} copriferro minimo per soddisfare i requisiti di aderenza, durabilità ed eventuale resistenza al fuoco; esso corrisponderà al maggiore dei tre valori;

Δc tolleranza di posizionamento delle armature, pari a 10 mm.

Nel Prospetto 4.4N. della UNI EN 1992-1 viene definito il valore c_{min} in base alla classe strutturale e la classe di esposizione.

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Il copriferro nominale da utilizzare risulta quindi:

c_{min} = 35 mm

Δc = 10 mm

c_{nom} = 45 mm

4.5 SINTESI DEI VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

Si riportano i fattori parziali di sicurezza da applicare nel calcolo delle resistenze di progetto dei materiali, in accordo alle disposizioni normative vigenti.

NMAT	Materiale	Descrizione	Parte d'opera	Elemento	α	γ_m	f_k [MPa]
M1	CLS in op.	C32/40	Paratie	Cordolo	0.85	1.50	32.00
M2	CLS in op.	C32/40	Scatolare/Sezione aperta	Platea/Pareti/ Soletta	0.85	1.50	32.00
M3	Acciaio c.a	B450C	Paratie/Scatolare	Cordolo/Platea/ Pareti/Soletta	1.00	1.15	450.00
M4	Acciaio per usi str	S275	Paratie	Micropali	1.00	1.05	275.00

5 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

5.1 UBICAZIONE GEOGRAFICA, CARATTERISTICHE FUNZIONALI E TIPOLOGICHE DELL'OPERA

L'intervento in esame riguarda il tratto terminale del Rio San Rocco, sito nel Comune di Ceriale (SV), con inizio all'altezza dell'incrocio tra Via Romana e Via Belvedere fino allo sbocco a mare.
L'ubicazione del tratto oggetto di intervento è riportata di seguito.

Coordinate WGS84

Lat 44.093804

Lng. 8.230596

Elevazione

3-5 m.s.l.m.



Figura 5-1: Estratto Ortofoto (Google Maps)

Il Rio San Rocco è fortemente integrato nell'abitato di Ceriale ed interagisce con l'abitato e la circolazione stradale. Nel tratto oggetto di intervento, il canale si sviluppa lungo Via Romana, a partire dall'incrocio con Via Belvedere, attraversa la rotonda all'incrocio con la SS n. 1, passa al di sotto della Ferrovia, si congiunge al Lungomare Generale Armando Diaz passando per Via San Rocco ed infine sfocia nel mare.

Attualmente il canale presenta una sezione di larghezza e profondità variabile lungo il tratto di interesse, ed è in parte a cielo aperto ed in parte tombinato.
Per una migliore comprensione dello stato di fatto si riportano di seguito degli estratti delle tavole grafiche, a cui comunque si rimanda per ogni dettaglio.

5.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Gli interventi di progetto prevedono l'allargamento e l'approfondimento della sezione idraulica del Rio San Rocco. Il primo lotto riguarda l'adeguamento alla portata con Tr 50 anni ed il secondo alla portata Tr 200 anni. Il lotto 1 prevede il rifacimento del Rio lungo tutta Via Romana, partendo dall'incrocio con Via Belvedere, fino allo sbocco a mare mentre, il lotto 2 prevede la realizzazione ex-novo di un canale scolmatore che raggiunge il mare correndo lungo Via Venezia. Quest'ultimo non è tuttavia oggetto del presente progetto.
All'interno del lotto 1, il canale di progetto dovrà essere in parte a cielo aperto ed in parte tombinato. Lungo lo sviluppo si possono definire diverse sezioni tipo che saranno brevemente descritte nel seguito. La descrizione seguirà l'andamento temporale delle fasi realizzative, partendo da mare fino alla sezione di intervento più a monte. Le dimensioni del nuovo canale di progetto sono da intendersi come misure nette, ovvero quelle relative alla sezione idraulica salvo dove diversamente specificato.

Sezione tipo 9

Le paratie dovranno sostenere uno scavo di altezza pari a circa 3.50 m e saranno un'opera provvisionale, pertanto in esercizio lo scatolare di progetto sopporterà anche la spinta del terreno.

Il canale dovrà essere in parte scatolare e in parte a cielo aperto. La copertura del tratto tombinato avrà funzione di passerella pedonale.

Le paratie di micropali presentano le seguenti caratteristiche:

- Perforazione ø250 mm;
- Armature CHS177.3x10.0 mm;
- Lunghezza armatura 9.0 m;
- Interasse micropali 0.50 m
- Puntoni HEA240

Lo scatolare di progetto avrà una larghezza ed una altezza interna, rispettivamente, di 8.0 m e 2.75 m. Lo spessore della platea e della soletta è di 50 cm, quello delle pareti è di 40 cm. La platea e le pareti del tratto a cielo aperto mantengono gli stessi spessori del tratto tombinato.

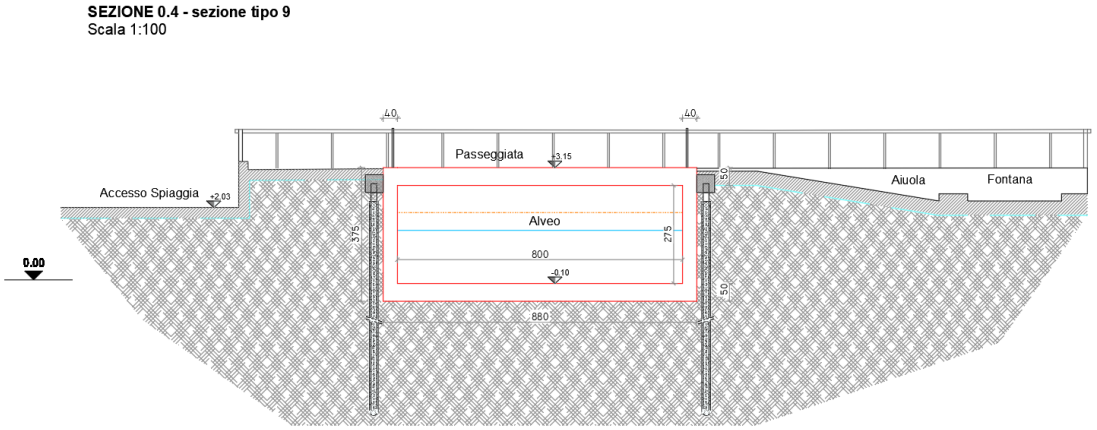


Figura 5-2

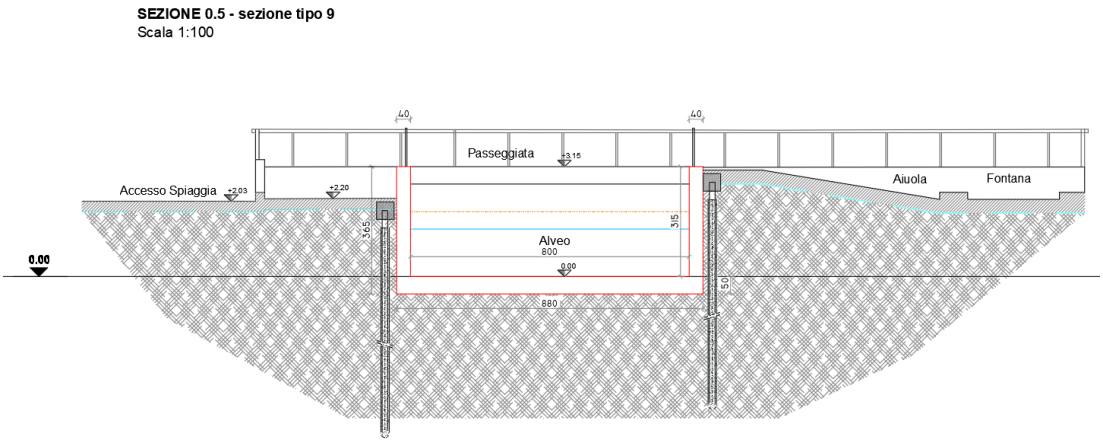


Figura 5-3

Sezione tipo 8

Le paratie dovranno realizzarsi su entrambe le sponde e l'altezza dello scavo da sostenere è di circa 2.70 m e si tratterà di opere provvisionale.

La copertura del tratto tombinato dovrà portare, su un tratto di lunghezza pari a circa 8.50 m, l'azione della folla compatta e sul restante tratto l'azione dei mezzi veicolari.

Le paratie di micropali presentano le seguenti caratteristiche:

- Perforazione ø250 mm;
- Armature CHS177.3x10.0 mm;
- Lunghezza armatura 9.0 m;
- Interasse micropali 0.50 m
- Puntoni HEA240

Il canale di progetto avrà una sezione scatolare di larghezza variabile, da un massimo di 8.0 m ad un minimo di 7.0 m, ed altezza 2.20 m. Lo spessore della platea e della soletta è di 60 cm, quello delle pareti è di 50 cm.

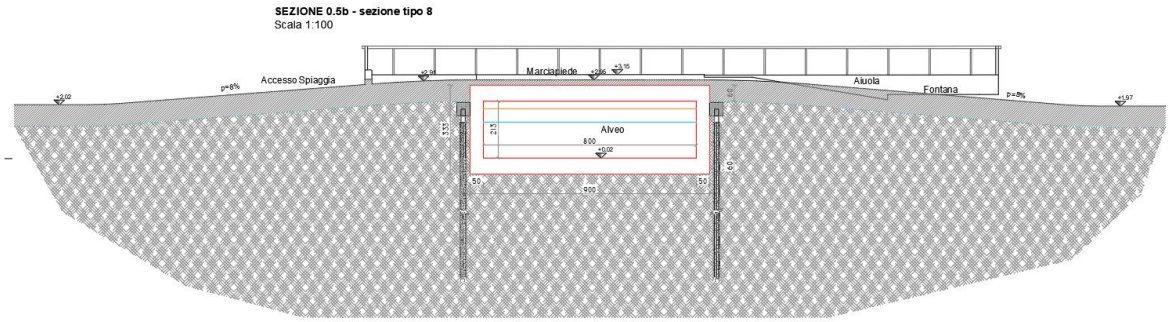


Figura 5-4

Sezione tipo 7

Le paratie dovranno realizzarsi su entrambe le sponde, l'altezza dello scavo da sostenere è di circa 2.30 m e sarà un'opera definitiva. Sulla sponda sinistra è presente un fabbricato esistente di lunghezza pari a circa 36 m.

Le paratie di micropali presentano le seguenti caratteristiche:

- Perforazione ø250 mm;
- Armature CHS177.3x10.0 mm;
- Lunghezza armatura 6.0 m;
- Interasse micropali 0.25 m
- Puntoni HEA240

Il canale avrà una sezione a cielo aperto di larghezza variabile, da un massimo di 7.0 m ad un minimo di 6.0 m, ed altezza 2.40 m. Lo spessore della platea e delle pareti è di 30 cm. Tra le sezioni 0.9 e 1.1 (poco a valle del ponte ferroviario) dovrà essere realizzata una passerella pedonale che metterà in comunicazione le due sponde del Rio.

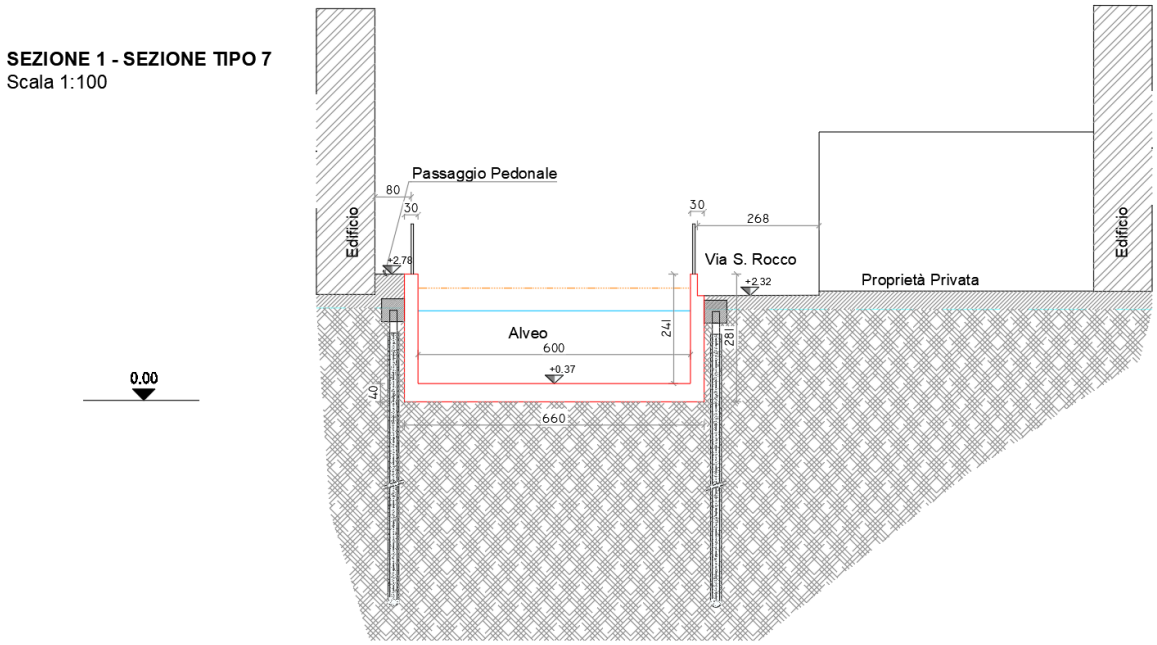


Figura 5-5

Sezione tipo 6

Le paratie dovranno realizzarsi su entrambe le sponde e l'altezza dello scavo da sostenere è di circa 2.10 m e si tratterà un'opera definitiva Il tratto di Rio passa al di sotto del ponte ferroviario in muratura.

Il canale avrà una sezione a cielo aperto di larghezza 6.0 m ed altezza 2.30 m.

Le paratie di micropali presentano le seguenti caratteristiche:

- Perforazione ø250 mm;
- Armature CHS177.3x10.0 mm;
- Lunghezza armatura 9.0 m;
- Interasse micropali 0.25 m;
- Puntoni HEA240

Il canale avrà una sezione a cielo aperto di larghezza 6.0 m ed altezza 2.30 m. Lo spessore della platea è di 30 cm, mentre le pareti sono costituite dalle stesse paratie di micropali.

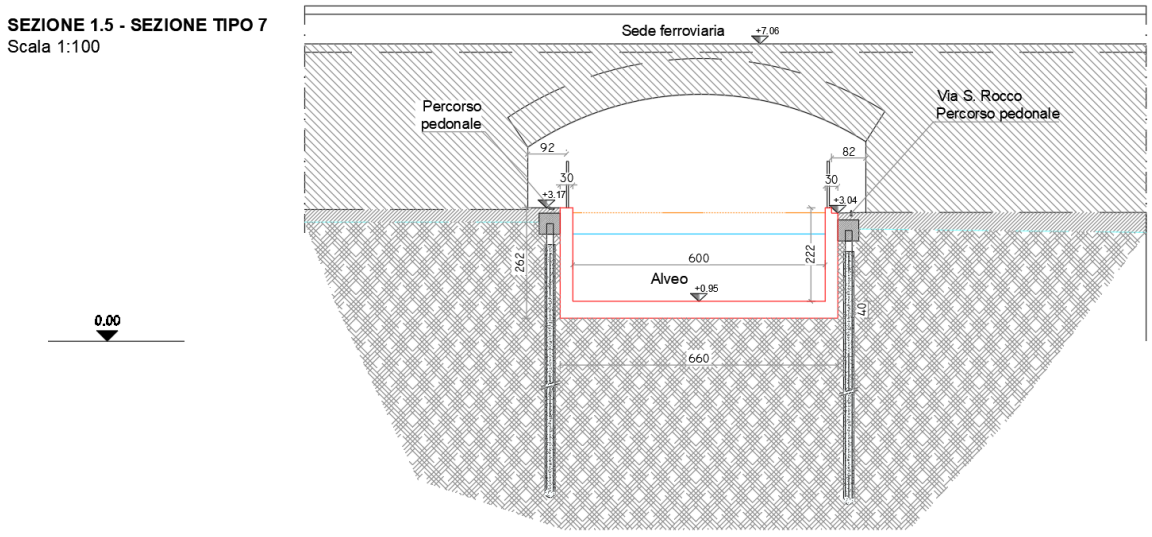


Figura 5-6

Sezione tipo 5

Le paratie dovranno realizzarsi su entrambe le sponde, l'altezza dello scavo da sostenere è di circa 2.80 m e saranno opere provvisionali. Il tratto di Rio passa al di sotto della rotonda all'incrocio tra la SS n.1 e Via Romana.

Le paratie di micropali presentano le seguenti caratteristiche:

- Perforazione ø250 mm;
- Armature CHS177.3x10.0 mm;
- Lunghezza armatura 6.0 m;
- Interasse micropali 0.50 m;
- Puntoni HEA240

Il canale avrà una sezione scatolare di larghezza 6.0 m ed altezza 2.0 m. La copertura del tratto dovrà portare l'azione dei mezzi veicolari. Lo spessore della platea e delle pareti è di 40 cm

SEZIONE 1.7 - SEZIONE TIPO 5
Scala 1:100

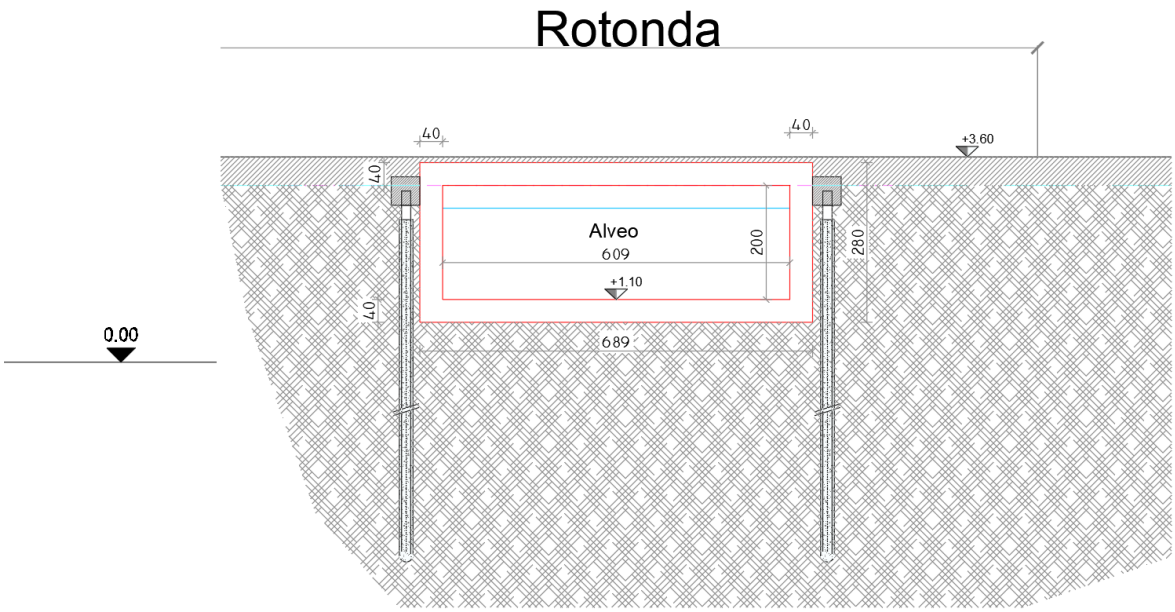


Figura 5-7

Sezione tipo 4

Le paratie dovranno realizzarsi su entrambe le sponde e l'altezza dello scavo da sostenere è di circa 2.90 m e avranno funzione di opere definitive.

Le paratie di micropali presentano le seguenti caratteristiche:

- Perforazione ø250 mm;
- Armature CHS177.3x10.0 mm;
- Lunghezza armatura 6.0 m;
- Interasse micropali 0.25 m;
- Puntoni HEA240

Il canale avrà una sezione a cielo aperto di larghezza 6.0 m ed altezza 2.4 m. Lo spessore della platea e delle pareti è di 30 cm.

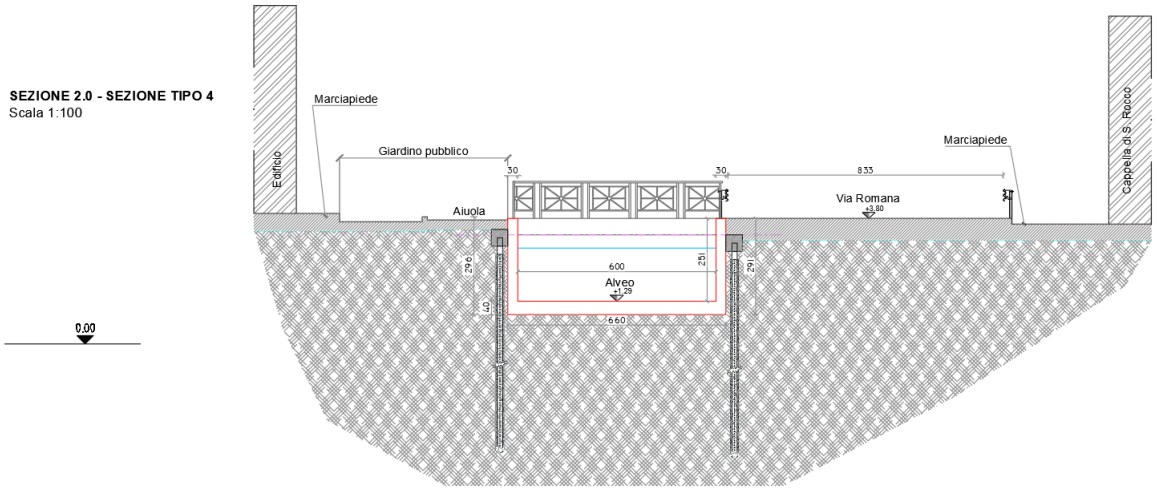


Figura 5-8

Sezione tipo 3

Le paratie dovranno realizzarsi su entrambe le sponde e l'altezza dello scavo da sostenere è di circa 2.80 m e avranno carattere provvisionale.

Le paratie di micropali presentano le seguenti caratteristiche:

- Perforazione ø240 mm;
- Armature CHS177.3x10.0 mm;
- Lunghezza armatura 6.0 m;
- Interasse micropali 0.25 m;
- Puntoni HEA240

Lo scatolare di progetto, più largo di quello esistente, sarà posizionato, planimetricamente, in parte al di sotto del marciapiede in sponda sinistra di Via Romana e in parte al di sotto di una corsia della Via stessa, costituendo quindi il piano carrabile. Il canale avrà una sezione scatolare di larghezza 6.0 m ed altezza 2.0 m. Lo spessore degli elementi strutturali è di 40 cm.

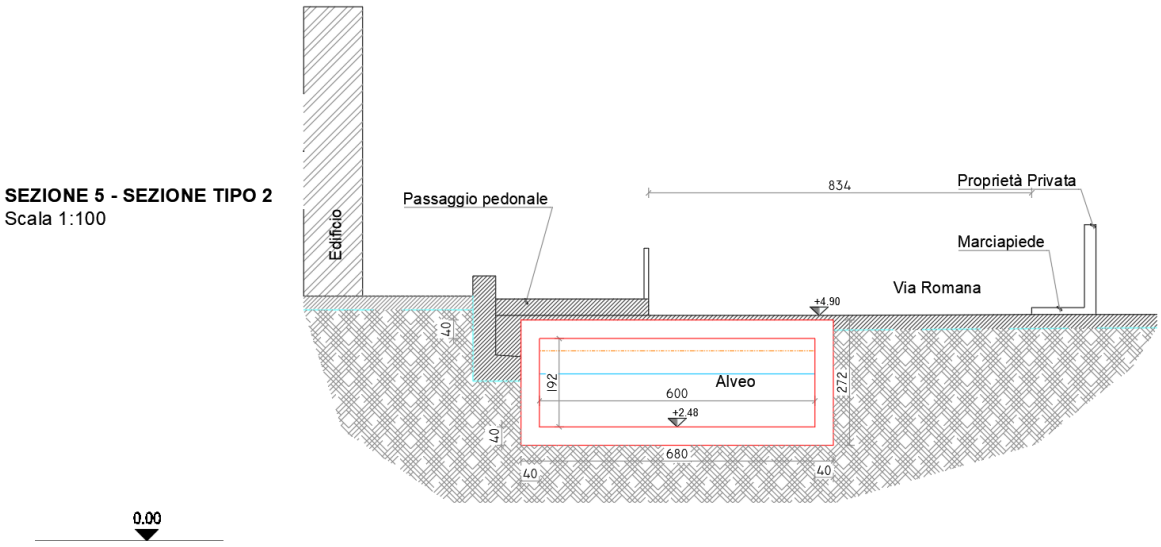


Figura 5-9

6 ASPETTI GEOLOGICI E GEOTECNICI

Il presente capitolo illustra brevemente gli aspetti salienti di natura geologica-geomorfologica dai quali è stato ottenuto il modello geotecnico di riferimento per la valutazione della sicurezza strutturale delle opere.

I sondaggi eseguiti hanno permesso di individuare le principali unità litotecniche che interagiscono con le opere di progetto.
Nel tratto oggetto di intervento si riconosce la presenza di due unità litotecniche principali:

1. Ghiaia e sabbia con presenza di frazione fine (limi e argille)
2. Limo argilloso/argilla limosa con frazione grossolana (ghiaia e sabbia).

La potenza dell'unità litotecnica n.1 varia da un massimo di circa 12 m in prossimità dello sbocco a mare fino ad un minimo di 8-10 m più a monte.

Le caratteristiche fisiche e meccaniche principali adottate sono riportate di seguito.

<u>S/G – Sabbie e ghiaie</u>

γ_{sat}	= 20	kN/m^3
γ_d	= 17	kN/m^3
φ_{cv}'	= 34	°
c′	= 0	kPa
E_{vc}	= 20	MPa
E_{ur}	= 40	MPa

<u>LA/AL – Limo argilloso/Argilla limosa</u>

γ	= 20	kN/m^3
φ_{cv}'	= 26	°
c′	= 10	kPa
E_{vc}	= 20	MPa
E_{ur}	= 40	MPa

I parametri "elastici" E_{vc} e E_{ur} rappresentano, rispettivamente, il moduli elastico secante in condizione di carico vergine e il modulo di scarico-ricarico.

7 ANALISI DEI CARICHI, AZIONI AGENTI

Le opere previste si distinguono tra permanenti e temporanee. La prima tipologia è riferita allo scatolare di progetto in calcestruzzo armato mentre la seconda alle opere di sostegno degli scavi.

Nel seguito si riporta il calcolo di tutte le azioni agenti sulle opere suddette, senza tuttavia necessità di riportare quanto già contenuto nelle normative vigenti se espressamente utile alla determinazione dell'azione.

Il calcolo delle azioni è eseguito da normativa vigente, se necessario integrate da documentazione tecnica di riferimento emessa da enti preposti e/o di comprovata validità.

Il calcolo di ciascuna azione è illustrato in un apposito sotto-paragrafo, nel quale sono riportati tutti i parametri di calcolo, eventuali grafici e tabelle.

7.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI ($G_{1,STR}$)

Il peso proprio delle strutture è valutato sulla base del peso per unità di volume dei materiali impiegati.

Il peso per unità di volume dei materiali è riportato di seguito.

Peso specifico calcestruzzo armato	25.0	kN/m^3
Peso specifico acciaio	78.5	kN/m^3

Il peso strutturale delle opere è calcolato in automatico dal software di calcolo sulla base dei pesi specifici dei materiai e la geometrie degli elementi strutturali.

7.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2)

Il peso proprio degli elementi che costituiscono un'azione permanente sull'opera ma senza alcuna funzione strutturale dipende dal peso per unità di volume dei materiali impiegati o presenti in sito.

Il peso per unità di volume dei materiali è riportato di seguito.

peso manto stradale	25 kN/m^3
peso binder	25 kN/m^3
peso terreno di riporto	20 kN/m^3

Il carico agente sulle strutture per unità di superficie è ottenuto moltiplicando i pesi per unità di volume dei materiali per lo spessore degli stessi.

peso manto stradale	25 kN/m^3*0.05m	=	1.25	kN/m^2
peso binder	25 kN/m^3*0.05m	=	1.25	kN/m^2

peso terreno di riporto	20 kN/m³*0.30 m	=	6.0 kN/m²
Totale			8.50 kN/m²

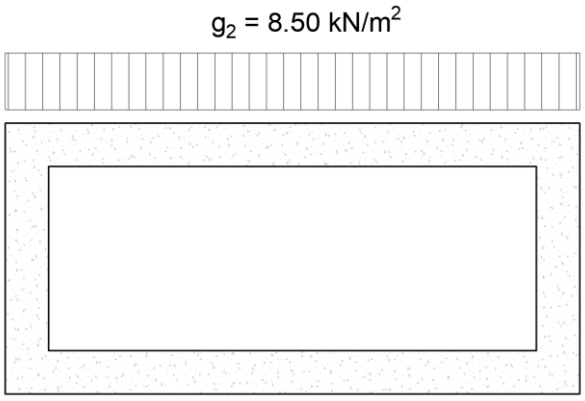


Figura 7-1

Tale valore si applica a tutti gli scatolari di progetto per tenere conto di eventuali della realizzazione di eventuali opere stradali quali marciapiedi.

7.3 CARICHI VARIABILI

7.3.1 Azioni da traffico

7.3.1.1 Definizione delle corsie convenzionali

La larghezza wl delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa è valutato secondo la Tab 5.1.I al § 5.1.3.3.2 delle NTC18.

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5{,}40$ m	$n_l = 1$	3,00	(w-3,00)
$5{,}4 \le w < 6{,}0$ m	$n_l = 2$	w/2	0
$6{,}0$ m $\le w$	$n_l = \mathrm{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3{,}00 \times n_l)$

7.3.1.2 Carichi verticali (q_1)

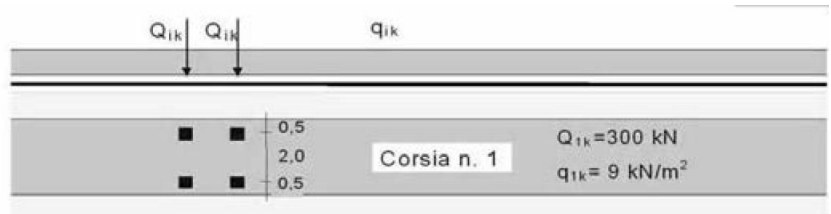
I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3 delle NTC18.

7.3.1.2.1 Schema di carico nr. 1

Per le verifiche strutturali e geotecniche è impiegato lo Schema di Carico nr. 1 costituto da:

- una colonna di carichi costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.0 m; un carico ripartito q_{1k} di 9.0 kN/m^2 distribuito linearmente in asse la convoglio;
- una seconda colonna di carichi, analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a Q_{1k} = 400 kN e q_{1k} = 2.5 kN/m^2 e posta ad interasse di 3.0 m da essa;
- una terza colonna di carichi, analoga alla prima, ma con carichi pari rispettivamente a Q_{1k} = 200 kN e posta ad interasse di 3.0 m da essa;
- una colonna di carico da 2.5 kN/m^2 nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti;
- sul marciapiede, se presente, il carico q_{1k} = 5.0 kN/m^2 da considerare al 50% nelle combinazioni in cui sono presenti i carichi stradali.

I valori dei carichi proposti dal DM 17/01/2018 sono già comprensivi degli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. Non si ritiene necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale q_2.

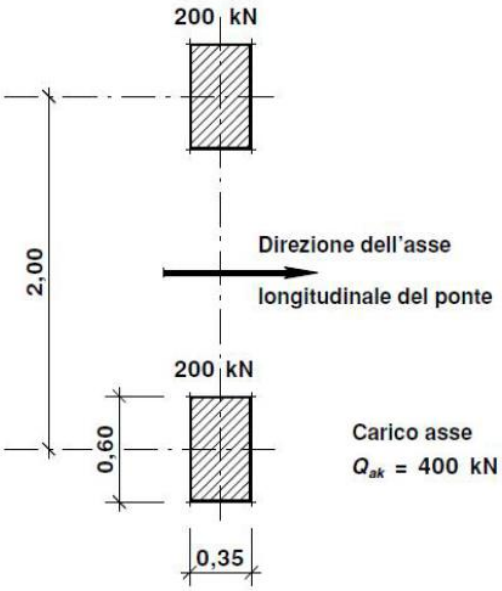


Tab. 5.1.II - *Intensità dei carichi* Q_{ik} *e* q_{ik} *per le diverse corsie*

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

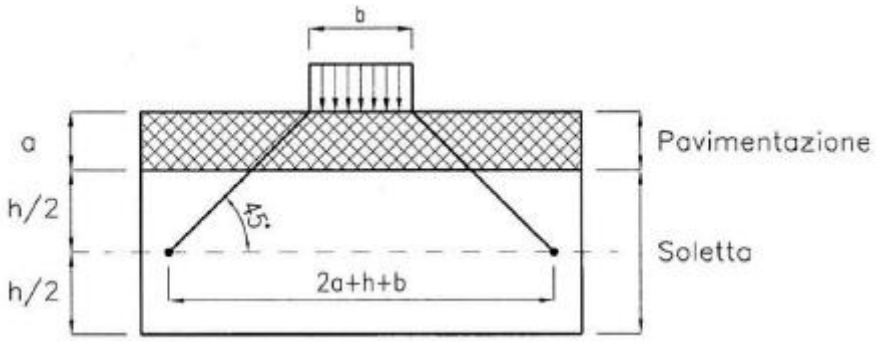
7.3.1.2.2 Schema di carico nr. 2

Per le verifiche di sicurezza locali della soletta è impiegato anche lo schema di carico nr. 2 costituito da un carico tandem pari a 2x200 kN applicato su due impronte di dimensioni 0.35x0.60 m.



7.3.1.3 Diffusione dei carichi concentrati

La diffusione dei carichi concentrati attraverso la pavimentazione e la soletta è determinata in accordo al § 5.1.3.3.6 delle NTC18.



La diffusione dei carichi concentrati attraverso il terreno riportato al di sopra dell'opera è determinata in accordo al § 5.2.2.2.1.4 delle NTC18 relativo alla distribuzione longitudinale dei carichi ferroviari attraverso il ballast.

Si ipotizza l'assenza di terreno di riporto, pertanto la diffusione dei carichi ruota interessa il pacchetto stradale (sp. 10 cm) e la soletta (sp 40 cm).
Detti l_1 e l_2 i lati dell'impronta indicati dalle NTC18 e L_1 e L_2 quelli a diffusione avvenuta fino al piano medio della soletta, t_{srt} lo spessore del pacchetto stradale e t_{sol} lo spessore della soletta, si riportano le dimensioni dell'impronta per le varie sezioni tipo.
Per gli scatolari con soletta di spessore pari a 40 cm, i lati delle impronte dei carichi tandem sono i seguenti

$$L1 = L2 = l1 + 2t_{str} + 2(t_{sol}/2) = 0.4 + 2*(0.4/2) = 0.8 \text{ m}$$

Per gli scatolari con soletta di spessore pari a 60 cm, i lati delle impronte dei carichi tandem sono i seguenti

$$L1 = L2 = l1 + 2t_{str} + 2(t_{sol}/2) = 0.4 + 2*(0.6/2) = 1.0 \text{ m}$$

La presenza di eventuale materiale di riporto in grado di garantire una migliore redistribuzione dei carichi tandem è stata trascurata ($t_{str} = 0$).

7.4 AZIONE SISMICA

L'azione sismica è valutata in accordo al § 3.2.3.1 delle NTC18.

7.4.1 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Sulla base della relazione geologica redatta a margine dell'intervento di progetto si assume una **categoria C.**

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

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

Relativamente al coefficiente legato alla topografia, si assume il coefficiente **T1**.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$

7.4.2 **Vita nominale**

Sulla base dei dati di progetto le tipologie delle opere definiscono la **V_N = 50 anni**.

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

7.4.3 **Classe d'uso**

Sulla base dei dati di progetto si assume una **classe d'uso III**.

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.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, secondo quanto riportato nella Tab. 2.4.II delle N.T.C.

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

7.4.4 **Periodo di riferimento per l'azione sismica**

In base a quanto indicato nei paragrafi precedenti il periodo di riferimento dell'azione sismica risulta **V_R = 75 anni**.

7.4.5 **Spettri di progetto**

I parametri sismici sono estratti dall'applicazione Spettri-NTC v.1.0.3 del Ministero dei Lavori Pubblici.

Ai fini della caratterizzazione dell'azione sismica di progetto è stato fatto riferimento ai seguenti parametri:

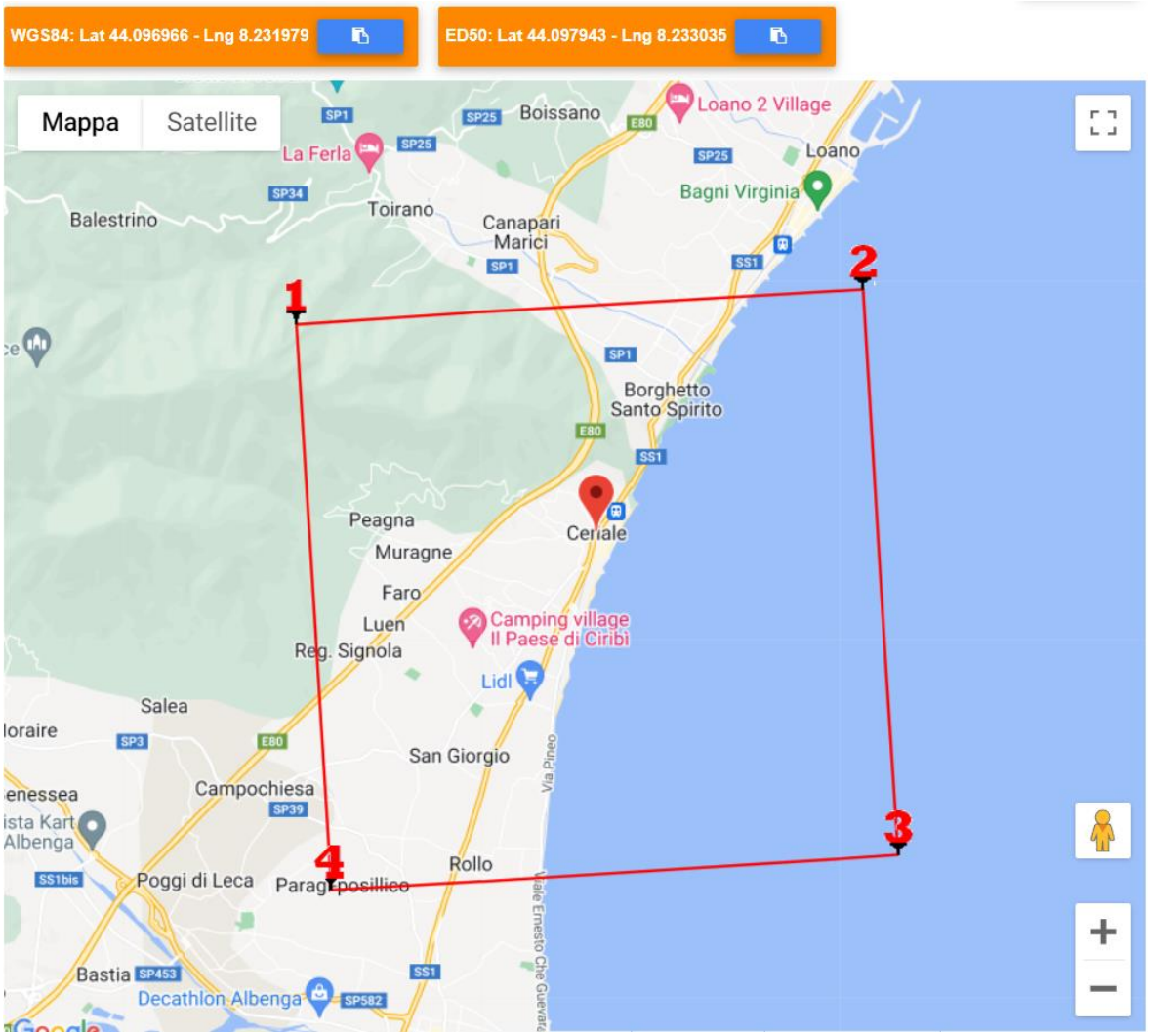


Figura 7-2

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R, a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale.

Si riportano di seguito le immagini relative alla definizione dello spettro di risposta elastico. Per il caso in esame è stato adottato il software-free SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 (scaricato dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici).

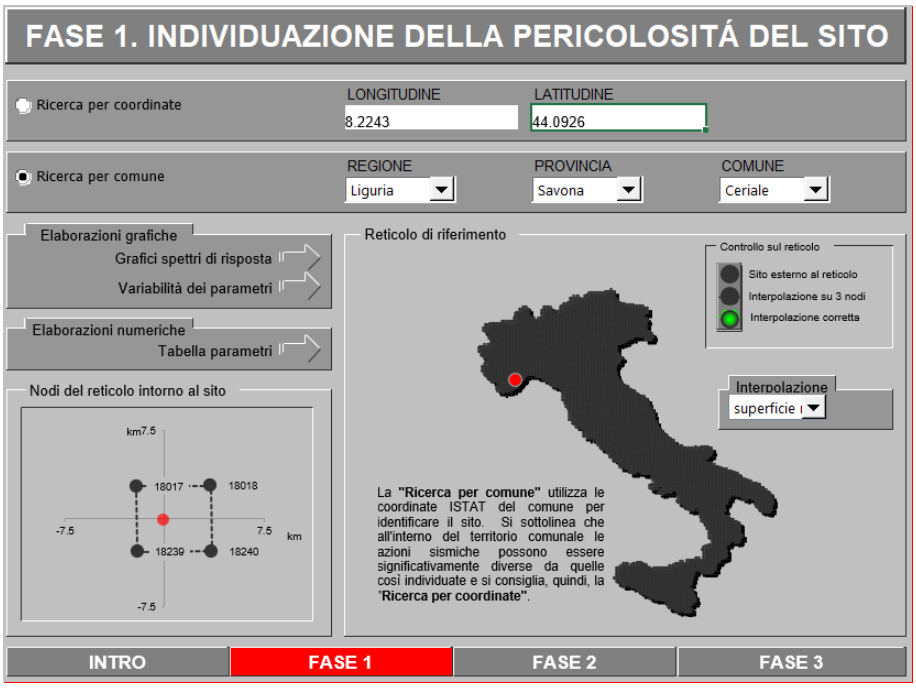


Figura 7-3 – Individuazione della pericolosità del sito

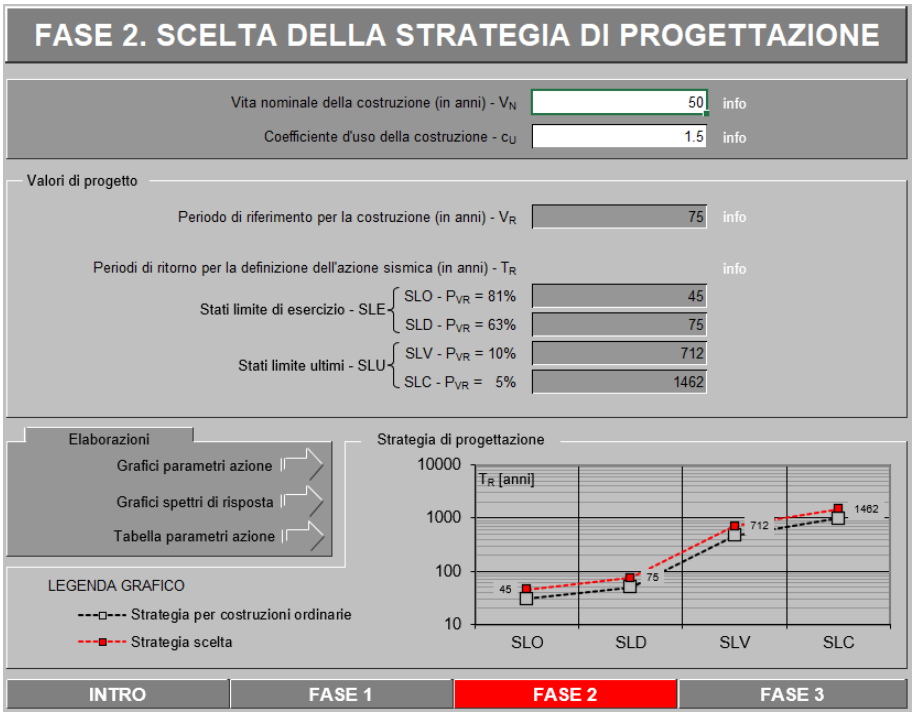
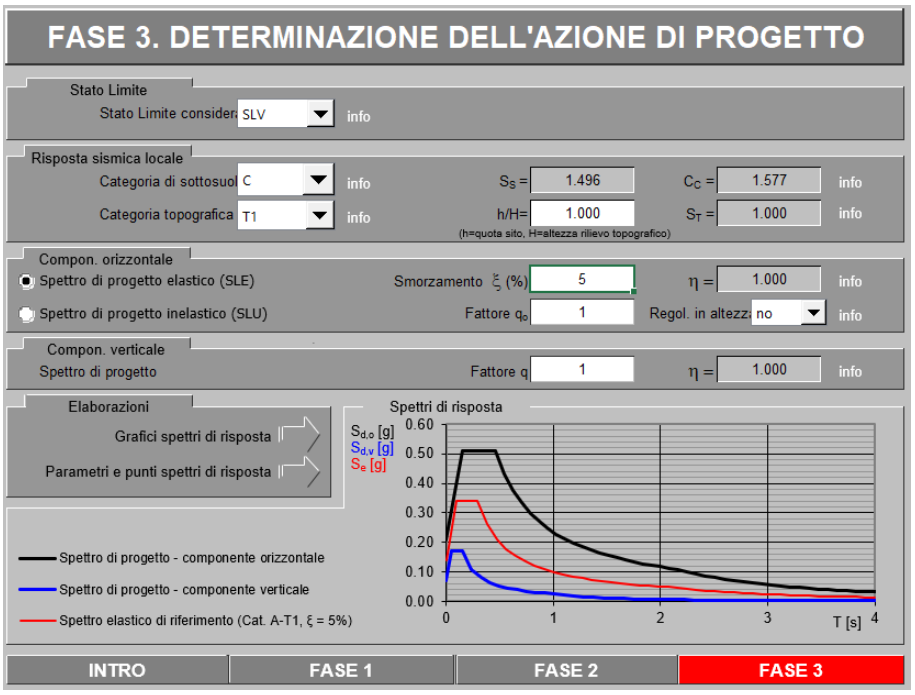


Figura 7-4 – Scelta della strategia di progettazione



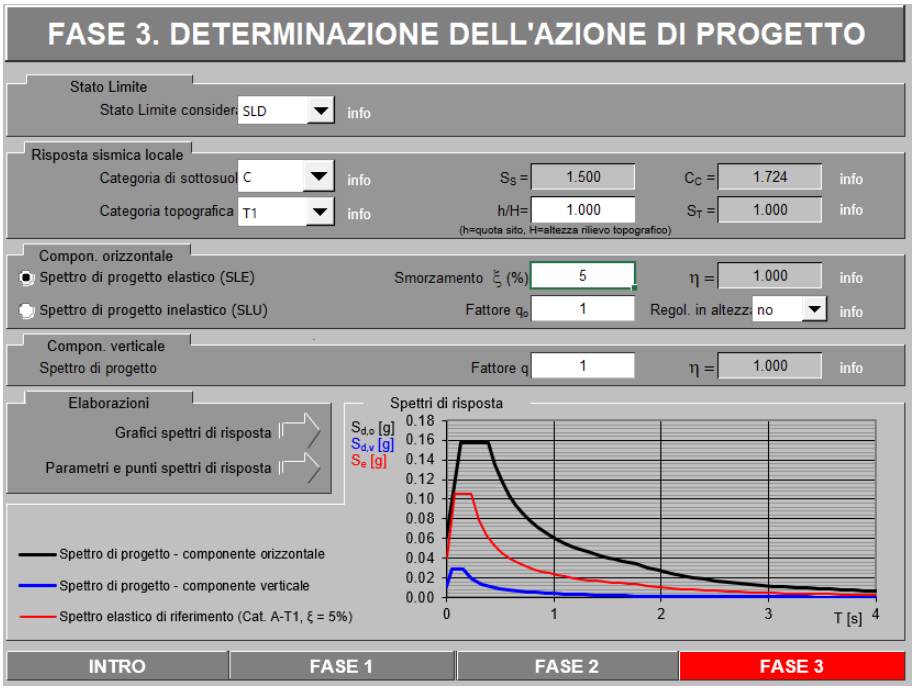


Figura 7-5 – Determinazione dell'azione di progetto

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.031		0.195
SLD	75	0.041	2.566	0.222
SLV	712	0.139	2.448	0.292
SLC	1462	0.188	2.473	0.306

Figura 7-6 – Parametri degli spettri su sito di riferimento rigido orizzontale

7.5 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE

L'entità e la distribuzione delle azioni che il terreno esercita su un'opera strutturale sono funzione non solo delle caratteristiche meccaniche del terreno, ma anche della natura (traslazione, rotazione, rototraslazione) e dell'entità degli spostamenti determinati dalle azioni stesse.

7.5.1 Condizioni di spinta del terreno a "riposo"

Nel caso delle pareti che sono soggette a deformazioni molto contenute, tali da poter assumere che il terreno si trovi in fase elastica, la spinta esercitata dalle terre è valutata secondo la seguente legge, valida per un terreno di caratteristiche uniformi con la profondità:

$$\sigma'_{h0} = K_0 * \sigma'_{v0}(z)$$

dove:

$(K_0)NC$	=coefficiente di spinta a riposo per terreno normal-consolidato
	$= 1\text{-sen}(\phi')$
$(K_0)OC$	=coefficiente di spinta a riposo per terreno sovra-consolidato
	$= (K0)_{NC} * OCR^{0.5}$
$\sigma'_{v0}(z)$	$= \gamma_t * z$
ϕ'	angolo di resistenza al taglio
γ_d	peso per unità di volume del terreno asciutto
OCR	grado di sovra-consolidazione del terreno

Nel caso di terreni stratificati (ad esempio due unità litotecniche) si assume:

$$\sigma'_{h0,1} = K_{0,1} * \sigma'_{v0}(z) \qquad \text{se } z \le z_1$$
$$\sigma'_{h0,2} = K_{0,1} * \sigma'_{v0}(z_1) + K_{0,2} * [\sigma'_{v0}(z) - \sigma'_{v0}(z_1)] \qquad \text{se } z > z_1$$

La procedura può essere estesa al caso di terreni stratificati con più di due unità litotecniche.

Ne caso di presenza di falda, posta ad una profondità z_w dal piano campagna, la pressione orizzontale esercitata dalle particelle solide si valuta con la formulazione seguente:

$$\sigma'_{h0,1} = K_{0,1} * \gamma_d * z \qquad \text{se } z \le z_w$$
$$\sigma'_{h0,2} = K_{0,1} * \gamma_d * z_w + K_{0,2} * [(\gamma_s - \gamma_w) * (z - z_w)] \qquad \text{se } z > z_W$$

il peso di volume del terreno sopra falda coincide con il valore secco mentre sotto falda con il valore saturo.

Alla spinta esercitata dallo scheletro solido deve essere sommata la spinta idrostatica esercitata dalle particelle di acqua. Ogni punto della struttura in contatto con l'acqua è soggetto alla pressione idrostatica, isotropa e omogenea, che agisce sempre perpendicolarmente su ogni superficie su cui è applicata.

Per le analisi strutturali la spinta idrostatica è agente:

- Verticalmente su elementi orizzontali (definita anche come forza di galleggiamento);
- Orizzontale su ogni elemento verticale come muri, pareti e paratie.

La procedura può essere estesa al caso di terreni stratificati in presenza di falda applicando quanto sopra esposto.

7.5.1.1 *Scatolare tipo 8.0x2.1 m*

SPINTA ORIZZONTALE A RIPOSO (condizioni K_0)									
itec ENGINEERING	**Società**	Itec Engineering s.r.l			**Nome progetto**	P107-21-D			
	Autore				**Nome File**				

Definizione delle unità litotecniche e dei parametri meccanici								Input falda	
		γ	**ø'**	**OCR**	**$(K_0)_{NC}$**	**$(K_0)_{OC}$**		γ_w	z_w
	Unità	[kN/m^3]	[°]	[-]	[-]	[-]		kN/m3	m
S	1	20	34	1.00	0.441	0.441		0	1.5

Definizione della stratigrafia e della pressione orizzontale efficace							
	z	**K0**	**γ**	**σv0**	**u0**	**σ'v0**	**σ'h0**
Unità	[m]	[-]	[kN/m3]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	0.5	0.441	20	10	0	10	4.4
1	3.2	0.441	20	64	0	64	28.2

7.5.1.2 *Scatolare tipo 6.0x2.0 m*

SPINTA ORIZZONTALE A RIPOSO (condizioni K_0)									
itec ENGINEERING	**Società**	Itec Engineering s.r.l			**Nome progetto**	P107-21-D			
	Autore				**Nome File**				

Definizione delle unità litotecniche e dei parametri meccanici								Input falda	
		γ	**ø'**	**OCR**	**$(K_0)_{NC}$**	**$(K_0)_{OC}$**		γ_w	z_w
	Unità	[kN/m^3]	[°]	[-]	[-]	[-]		kN/m3	m
S	1	20	34	1.00	0.441	0.441		0	1.5

Definizione della stratigrafia e della pressione orizzontale efficace							
	z	**K0**	**γ**	**σv0**	**u0**	**σ'v0**	**σ'h0**
Unità	[m]	[-]	[kN/m3]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	0.4	0.441	20	8	0	8	3.5
1	2.8	0.441	20	56	0	56	24.7

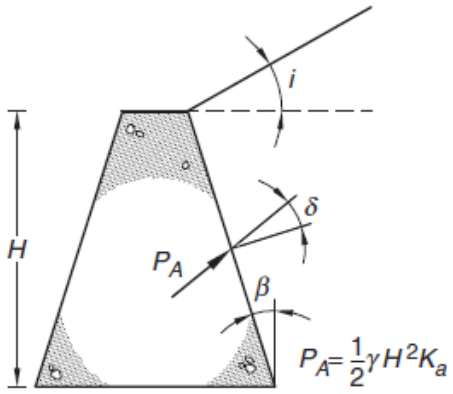
7.5.2 **Condizioni di spinta del terreno "attiva"**

Il coefficiente di spinta attiva è valutato con il procedimento dell'equilibrio limite di Coulomb, successivamente esteso per via analitica da Muller-Breslau (1924) ai casi più generali.

L'equazione che fornisce tale valore risulta la seguente:

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

il significato dei simboli è esplicato nella figura seguente:



Il valore limite della tensione orizzontale sarà dato da:

$$\sigma'_A = K_A \sigma'_v - 2c'\sqrt{K_A}$$

c' è la coesione drenata del terreno. Nel caso si voglia tenere in conto dell'adesione *a* tra parete e terreno, il limite attivo si modifica come segue:

$$\sigma'_A = K_A \sigma'_v - c' K_{ac} \text{ con } K_{ac} = 2\sqrt{K_A(1 + a/c')} \leq 2.56\sqrt{K_A}$$

Nel caso di terreno coesivo ($k<5*10^{-4}$ m/sec) in condizioni di normal-consolidazione le condizioni più sfavorevoli potrebbero essere quelle a breve termine, rendendo necessaria una verifica in condizioni non drenate. La resistenza a taglio (o coesione) non drenata s_u definisce la condizione limite in termini di tensioni totali. La pressione orizzontale (totale) limite attiva diventa:

$$\sigma_{ha} = \sigma_{v0} - 2c_u$$

7.5.3 **Condizioni di spinta del terreno "passiva"**

Per quanto riguarda la zona in condizione passiva, l'assunzione di una superficie di rottura piana non è consistente con l'assunzione di attrito all'interfaccia muro-terreno. Per questa ragione, mentre la teoria di Coulomb fornisce valori ragionevoli nel caso della spinta attiva , per il caso passivo questa teoria risulta non conservativa.

Nei capitoli successivi saranno descritti nel dettaglio il metodo adottato per la valutazione della sicurezza dell'opera, il modello di calcolo e il legame costitutivo adottato. Applicando il teorema del Limite inferiore della plasticità Lancellotta (2002) ha ottenuto la seguente espressione per il coefficiente di spinta passiva:

$$K_p = \left[\frac{\cos\delta}{1-\sin\varphi'}\left(\cos\delta + \sqrt{\sin^2\varphi' - \sin^2\delta}\right)\right] e^{2\vartheta\tan\varphi'}$$

dove:

$$2\vartheta = \sin^{-1}\left(\frac{\sin\delta}{\sin\varphi'}\right) + \delta\,.$$

Nel caso di terreno coesivo ($k<5*10^{-4}$ m/sec) in condizioni di normal-consolidazione le condizioni più sfavorevoli potrebbero essere quelle a breve termine, rendendo necessaria una verifica in condizioni non drenate. La resistenza a taglio (o coesione) non drenata s_u definisce la condizione limite in termini di tensioni totali. La pressione orizzontale (totale) limite passiva diventa:

$$\sigma_{hp} = \sigma_{v0} + 2c_u$$

7.5.4 **Considerazioni generali**

Nel caso di terrapieno stratificato si assegnano ai diversi strati di terreno i di spinta K_a e K_p calcolati, tramite le formulazioni di Muller-Breslau e Lancellotta, in funzione dei parametri geotecnici dello strato di pertinenza. La pressione orizzontale esercitata dalle particelle solide si calcola come descritto nel paragrafo relativo alle "Condizioni di spinta del terreno a 'riposo'", sostituendo K_0 con K_a e K_p.

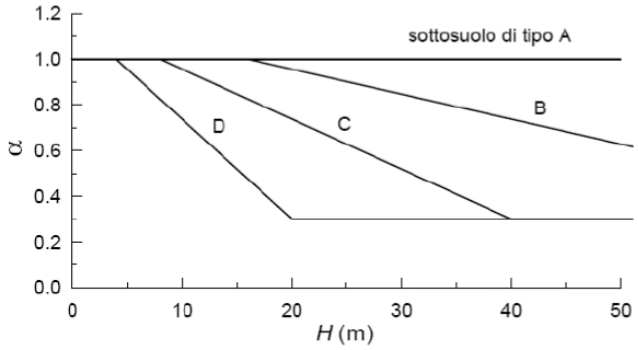
Nota: salvo dove diversamente specificato si terrà conto dell'attrito terra-muro (angolo δ) solo nel calcolo di K_p mentre il coefficiente K_a viene sempre valutato ignorando l'effetto di δ.

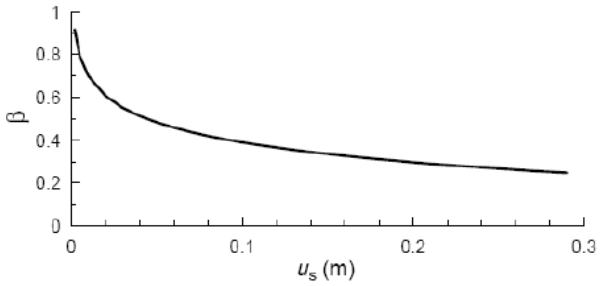
7.6 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE

7.6.1 **Premessa**

La spinta agente su una parete durante l'evento sismico è funzione di diversi fattori relativi al sottosuolo ma anche delle caratteristiche dell'opera tra cui l'altezza totale H e le deformazioni anelastiche che essa può accettare.

Questi due aspetti sono trattati dalle NTC18 nel par 7.11.6.3 attraverso l'introduzione di coefficienti correttivi (α e β) che tengono conto, rispettivamente, dell'asincronicità del moto lungo la parete e della duttilità della struttura. Essi sono desunti come di seguito indicato:





La deformazione anelastica u_s che l'opera può subire senza riduzioni della resistenza è stabilita in modo tale che non superi lo 0.5% dell'altezza della parete.
Operativamente, nel caso di pareti rigide si applicheranno le indicazioni del paragrafo "Condizioni di spinta del terreno a 'riposo'" senza tenere conto dei coefficienti (α e β).
Se il terreno è *dinamicamente permeabile* (permeabilità $k>5*10^{-4}$ m/sec), si calcola l'incremento di spinta dell'acqua per il caso di sisma (metodo di Weestergard, EC8) distribuendola da monte verso valle

Nel caso di pareti deformabili, quindi in cui si sviluppano condizioni differenti da quelle elastiche, si impiegherà il seguente approccio. La spinta attiva in condizioni sismiche è introdotta come segue:

- si calcola la spinta attiva in condizioni statiche $S_{A,S}$;
- si calcola la spinta attiva sismica $S_{A,E}$ come descritto nel seguito;
- si calcola l'incremento di spinta dovuta alla terra in caso di sisma (componente efficace)
  $\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$;
- si ipotizza una distribuzione sulla parete. In genere si assume una distribuzione trapezia o uniforme. In quest'ultimo caso si può applicare un carico uniformemente distribuito pari a:
  $q= \Delta S_A /H$;

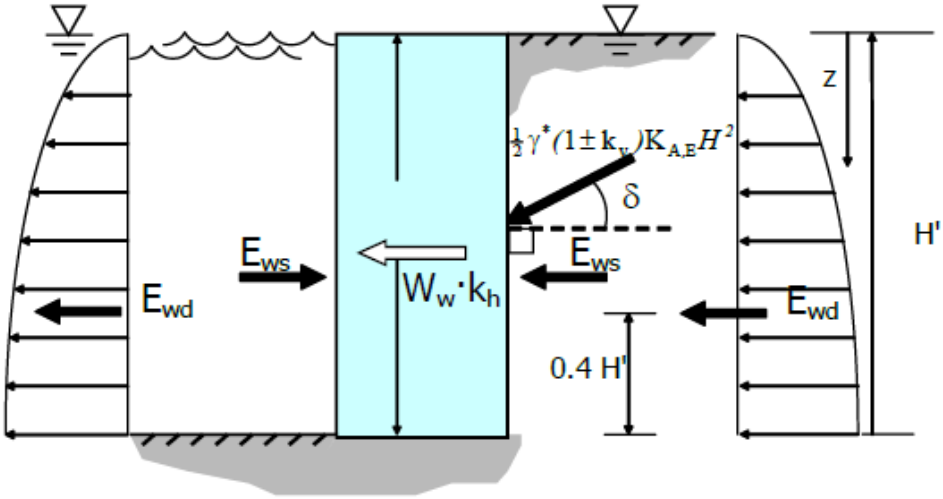
- se il terreno è *dinamicamente permeabile* (permeabilità k>5*10^{-4} m/sec), si calcola l'incremento di spinta dell'acqua per il caso di sisma (metodo di Weestergard, EC8) distribuendola da monte verso valle.

Poiché il cuneo di valle non è quasi mai in condizioni limite non ha senso seguire una procedura simile a quella da usare per le spinte a monte. Pertanto si opera come segue:

- si valuta il coefficiente di spinta passiva $K_{P,E}$;
- si sostituisce il coefficiente di spinta passiva statico con quello sismico $K_{P,E}*(1\pm k_v)$;
- se il terreno è *dinamicamente permeabile* (permeabilità k>5*10^{-4} m/sec), si calcola l'incremento di spinta dell'acqua per il caso di sisma (metodo di Weestergard, EC8) distribuendola da monte verso valle.

7.6.2 **Spinta idrodinamica**

In presenza di acqua libera (sia essa un bacino o una falda interagente con un terreno dinamicamente pervio), si dovrà tenere conto della sovra-spinta idraulica che questa esercita sulla parete. Tale sovra-spinta, la cui entità è pari a quella di Ewd, va sommata alla spinta dell'acqua, nel modo più sfavorevole come indicato nell'immagine seguente.



$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Questa spinta viene distribuita usando la seguente relazione (da monte verso valle):

$$q_{wd}(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H' \cdot z}$$

È opportuno ricordare che il valore di kh da introdurre in queste formule non tiene conto delle riduzioni per effetto di eventuali dissipazioni plastiche della parete.

7.6.3 **Condizioni di spinta del terreno a "riposo"**

Il metodo di Wood (1973) fornisce la sovra-spinta sismica del terreno su una parete interrata soggetta a deformazioni molto contenute, tali da poter assumere che il terreno, si trovi in fase elastica sia in condizioni statiche sia durante il sisma.

Nel caso di terreno omogeneo e in assenza di falda la spinta sismica da assumersi (per una parete di sviluppo unitario) è data dall'espressione:

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

ΔP_d ha un punto di applicazione a metà altezza H del muro, il chè equivale ad applicare una pressione uniforme

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S\gamma \cdot H$$

essendo

a_g/g = accelerazione di picco al suolo su sito di riferimento per SLV

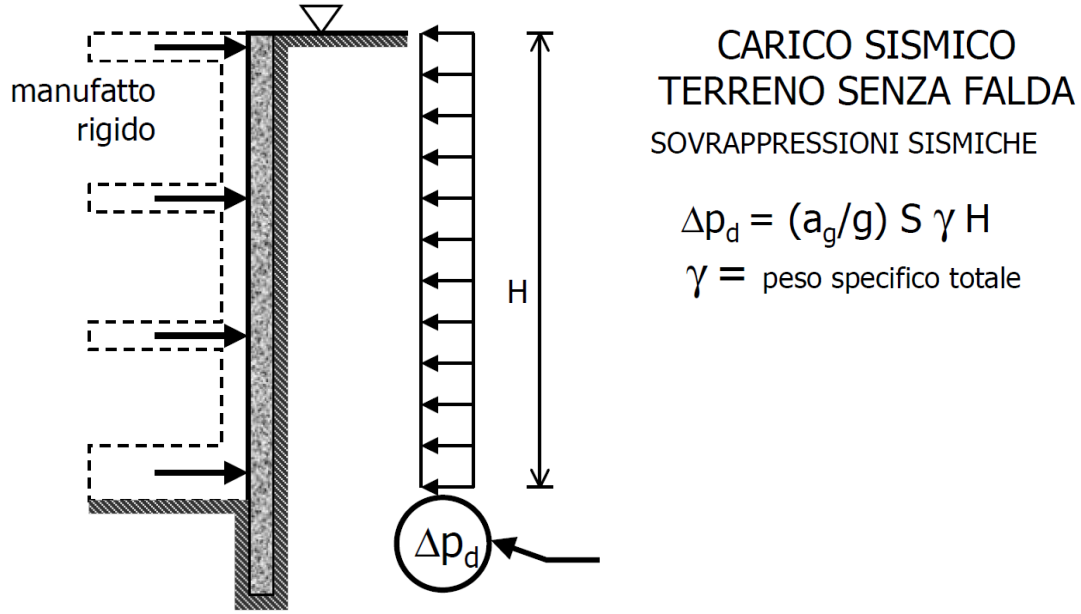
S = SS*ST = coefficiente di amplificazione dell'accelerazione di picco al suolo

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

γ = peso per unità di volume del terreno

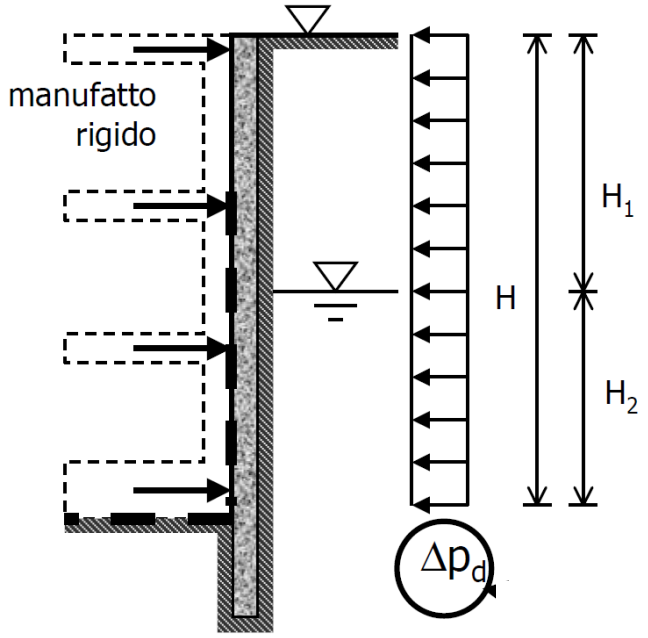
H = profondità del piano di posa del manufatto rispetto al p.c.



Tale distribuzione si sommerà alla spinta statica delle terre secondo le combinazioni allo stato limite sismico.

Nel caso di terreno stratificato si assumerà un valore del peso di volume secco del terreno medio tra quelli dei terreni interagenti con la parete lungo la sua altezza H.

Nel caso di terreno in falda *dinamicamente pervio*, per la valutazione del peso di volume, si considera il valore secco sia sopra che sotto falda.



TERRENO CON FALDA

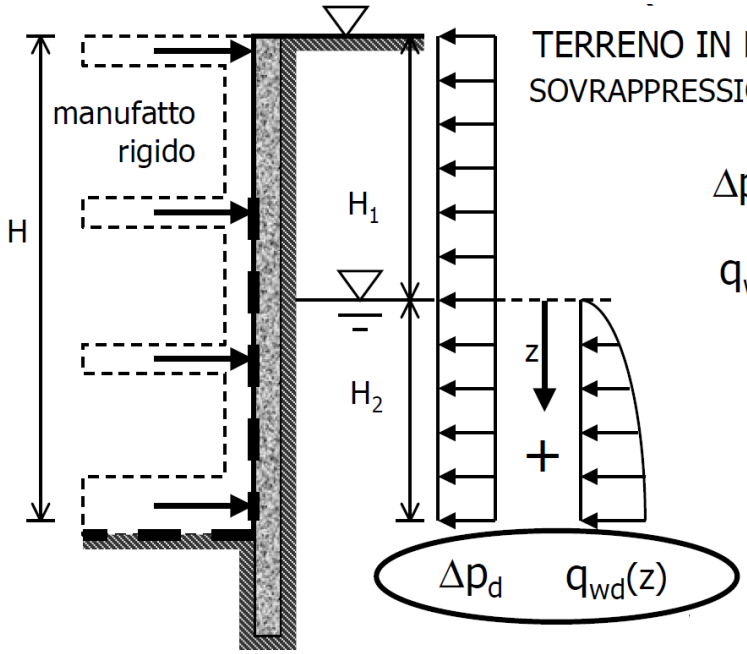
dinamicamente impervio

SOVRAPPRESSIONI SISMICHE

$$\Delta p_d = (a_g/g)\, S\, \overline{\gamma}\, H$$

$$\overline{\gamma} = \frac{\gamma_d H_1 + \gamma_{sat} H_2}{H}$$

Nel caso di terreno in falda *dinamicamente impervio*, per la valutazione del peso di volume, si considera il valore secco sopra falda e quello saturo sotto falda.



TERRENO IN FALDA dinamicamente pervio

SOVRAPPRESSIONI SISMICHE

$$\Delta p_d = (a_g/g)\, S\, \gamma_d\, H$$

$$q_{wd}(z) = \frac{7}{8} k_h\, \gamma_w \sqrt{H_2\, z}$$

$$k_h = \frac{S(a_g/g)}{r}$$ ← r=1

Nel caso di terreno stratificato in presenza di falda si procederà combinando quanto appenda descritto.

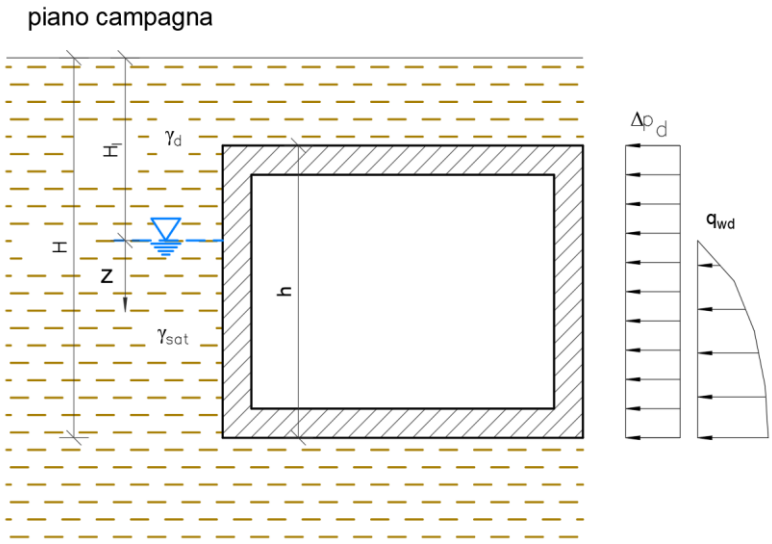
Nota: parliamo di terreno in fase elastica per esprimere il fatto che si trova molto lontano da condizioni di equilibrio limite. Nel caso statico tale fase corrisponderebbe ad una situazione di spinta prossima a quella di riposo.

Nota: nel caso di una paratia con piede infisso, H è l'altezza dello scavo e non l'altezza della parete.

7.6.3.1 Scatolare tipo 8.0x2.1 m

SOVRA-SPINTA SISMICA, Teoria di Wood (1973), UNI EN 1998-5

Soci	Itec Engineering s.r.l	**Nome progetto**	P107-21-D
Autore		**Nome File**	



h =	2.70 m
H =	3.20 m
H_1 =	2.10 m
ag/g =	0.14
S_T =	1
S_S =	1.5
γ_d =	17 kN/m3
γ_{sat} =	20 kN/m3
γ_w =	10 kN/m3

Caso a) - Terreno dinamicamente impervio

γ'	=	19.0	kN/m3
Δp_d	=	12.8	kN/m2

Caso b) - Terreno dinamicamente pervio

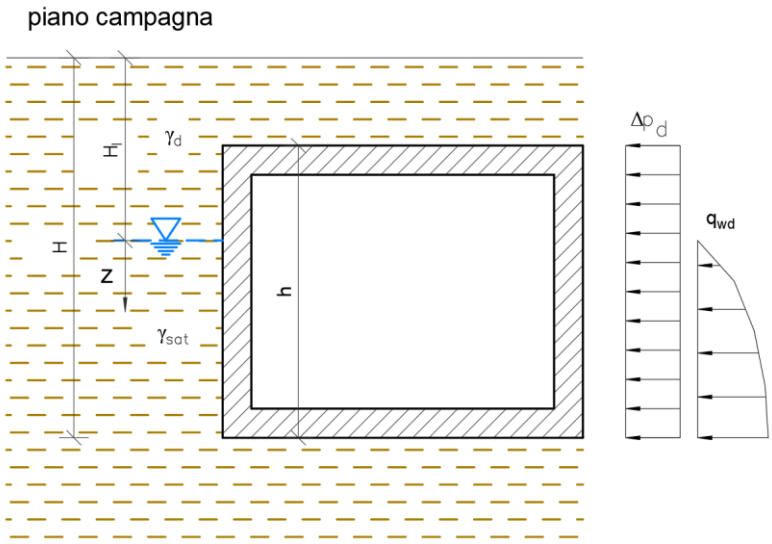
γ'	=	17	kN/m3
Δp_d	=	11.4	kN/m2

z	q_{wd}
[m]	[kN/m2]
0	0.00
0.4	2.07
0.8	2.93
1.1	3.44

7.6.3.2 Scatolare tipo 6.0x2.0 m

SOVRA-SPINTA SISMICA, Teoria di Wood (1973), UNI EN 1998-5

Società	Itec Engineering	**Nome progetto**	P107-21-D	
Autore		**Nome File**		



h =	2.80 m
H =	3.10 m
H_1 =	2.00 m
ag/g =	0.14
S_T =	1
S_S =	1.5
γ_d =	17 kN/m3
γ_{sat} =	19 kN/m3
γ_w =	10 kN/m3

Caso a) - Terreno dinamicamente impervio

γ'	=	19.0	kN/m3
Δp_d	=	12.4	kN/m2

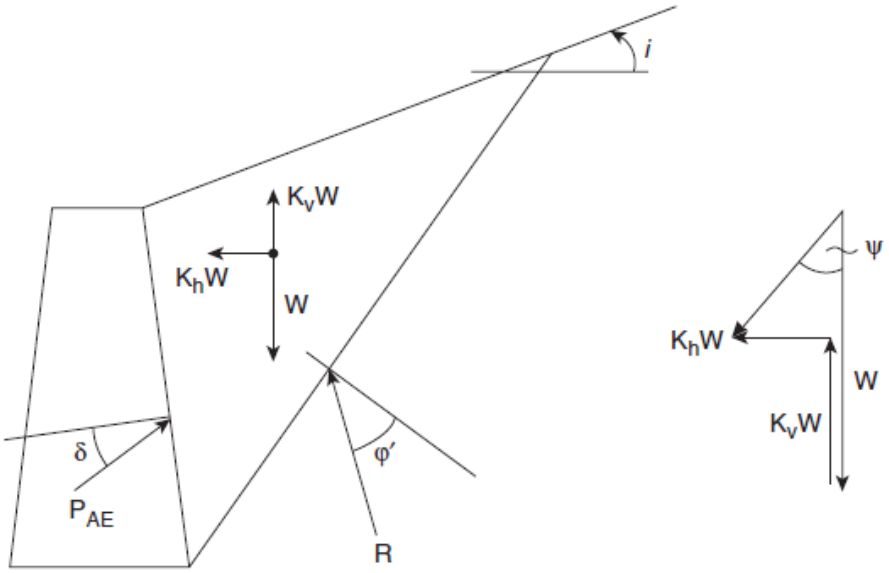
Caso b) - Terreno dinamicamente pervio

γ'	=	17	kN/m3
Δp_d	=	11.1	kN/m2

z	q_{wd}
[m]	[kN/m2]
0	0.00
0.4	2.07
0.8	2.93
1.1	3.44

7.6.4 **Condizioni di spinta del terreno "attiva"**

La spinta sismica agente su un'opera deformabile è valutata attraverso il metodo dell'equilibrio limite secondo la teoria di Mononobe-Okabe.



Tale metodo da luogo a sollecitazioni sismiche accettabili solo nei casi in cui gran parte delle spinte, nei momenti antecedenti all'evento sismico, siano in condizioni attive. Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche è valutato con la seguente formulazione:

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

La definizione dei coefficienti di spinta attiva interessa le paratie di sostegno dello scavo. Il loro valore sarà riportato nei paragrafi dedicati alla definizione del modello di calcolo delle paratie.

7.6.5 **Condizioni di spinta del terreno "passiva"**

In condizione di spinta passiva, vale quanto detto nel caso statico. In ragione di ciò, sulla base della teoria della plasticità Lancellotta (2007) ha ottenuto la seguente espressione per il coefficiente di spinta passiva:

$$K_{PE} = \left[\frac{\cos\delta}{\cos(i - \psi) - \sqrt{\sin^2\varphi' - \sin^2(i - \psi)}}\left(\cos\delta + \sqrt{\sin^2\varphi' - \sin^2\delta}\right)\right] e^{2\vartheta\tan\varphi'}$$

dove:

$$2\vartheta = \sin^{-1}\left(\frac{\sin\delta}{\sin\varphi'}\right) + \sin^{-1}\left(\frac{\sin(i-\psi)}{\sin\varphi'}\right) + \delta + (i-\psi) + 2\psi\,.$$

La definizione dei coefficienti di spinta passiva interessa le paratie di sostegno dello scavo. Il loro valore sarà riportato nei paragrafi dedicati alla definizione del modello di calcolo delle paratie.

7.6.6 **Considerazioni generali**

A seconda della definizione del peso specifico γ^* del cuneo e dell'angolo ψ definito come l'angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta, l'espressione generale sopra riportata può essere utilizzata per tre diverse condizioni nelle quali può trovarsi il rilevato.

Rilevato asciutto

Non c'è alcuna azione dovuta all'acqua: corrisponde alla configurazione originale ipotizzata da M-O. Come peso specifico si deve assumere il peso secco γ_d; la forza orizzontale F_h è pari alla massa del terreno moltiplicata per l'accelerazione orizzontale mentre la forza verticale F_v è il peso del cuneo incrementato o decrementato dall'accelerazione sismica verticale; quindi

$\gamma^* = \gamma_d$

$$\tan\theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h \cdot V \cdot \gamma_d}{(1 \pm k_v) \cdot V \cdot \gamma_d} = \frac{k_h}{1 \pm k_v} \qquad (12\text{-}15)$$

$E_{ws} = E_{wd} = 0$

Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: k<5*10^{-4} m/sec)

In sostanza si assume che l'acqua, imprigionata negli interstizi, si muova insieme con il terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa unitaria complessiva (terreno+acqua) del cuneo, pari a γ_{sat}. Si ammette che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni ai fini del calcolo delle azioni sulla parete. In questo caso l'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle azioni idrostatiche e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$\gamma^* = \gamma'$

$$\tan\theta = \frac{F'_h}{F'_v} = \frac{k_h \cdot V \cdot \gamma_{sat}}{(1 \pm k_v) \cdot V \cdot \gamma'} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \qquad (12\text{-}16)$$

Alla spinta efficace dovrà essere aggiunta la spinta idrostatica dell'acqua, mentre, per ipotesi, la componente idrodinamica non può svilupparsi. Quindi:

$E_{ws} = \frac{1}{2}\gamma_w H^2$

$E_{wd}=0$

Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: k>5*10^{-4} m/sec)

Si ammette che l'acqua negli interstizi possa muoversi liberamente, indipendentemente dalle deformazioni subite dal terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa della sola parte solida del cuneo, pari a $_d$. L'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle pressioni interstiziali e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$\gamma^* = \gamma'$

$$\tan\theta = \frac{F'_h}{F'_v} = \frac{k_h \cdot V \cdot \gamma_d}{(1 \pm k_v) \cdot V \cdot \gamma'} = \frac{\gamma_d}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \qquad (12\text{-}17)$$

Alla spinta efficace dovrà essere aggiunta la spinta idrostatica dell'acqua, mentre, per ipotesi, la componente idrodinamica non può svilupparsi. Quindi:

$E_{ws} = \frac{1}{2}\gamma_w H^2$

$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$ con H' = altezza della freatica dal piede del muro

Nel caso di terrapieno stratificato si assegnano ai diversi strati di terreno di spinta K_a e K_p calcolati, tramite le formulazioni di Mononobe-Okabe e Lancellotta, in funzione dei parametri geotecnici dello strato di pertinenza. La pressione orizzontale esercitata dalle particelle solide si calcola come descritto nel paragrafo relativo alle "Condizioni di spinta del terreno a 'riposo'", sostituendo K_0 con K_a e K_p.

Nota: salvo dove diversamente specificato si terrà conto dell'attrito terra-muro (angolo $\delta<2/3*\phi'$) sia nel calcolo di K_a che di K_p.

7.7 SPINTA DEI SOVRACCARICHI

7.7.1 Tensioni indotte da un sovraccarico verticale uniforme infinitamente esteso (S_{sovr_1})

La tensione orizzontale indotta su una parete è valutata calcolando dapprima l'incremento di tensione verticale attraverso la teoria dell'elasticità.

L'entità della spinta orizzontale è quindi ottenuta scalando l'incremento di tensione verticale attraverso un opportuno coefficiente di spinta (a riposo o attivo).

$$\sigma'_{h,sovr_1} = K_{0/a} * \sigma'_{v,q}$$

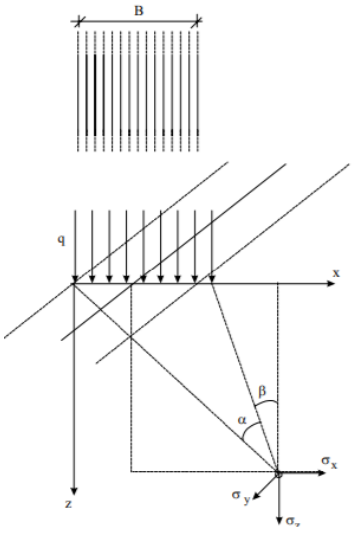
dove

$\sigma'_{h,sovr_1}$	pressione orizzontale dovuta al sovraccarico
$K_{0/a}$	coefficiente di spinta a riposo o attivo
$\sigma'_{v,q}$	sovraccarico verticale

L'incremento di pressione orizzontale dovuto al sovraccarico è costante con la profondità.
La spinta esercitata dai carichi stradali sulle pareti degli scatolari è valutata con la metodologia descritta al presente paragrafo adottando un valore q = 20 kNm^2.
Considerando un unico valore di k_0 per tutti gli scatolari pari a 0.5 si ottiene una spinta per unità di superficie che è pari a 10 kN/m^2.

7.7.2 **Tensioni indotte da un sovraccarico verticale uniforme su una striscia indefinita (S_{sovr_2})**

La tensione orizzontale indotta su una parete è valutata attraverso la teoria dell'elasticità.
L'entità della spinta orizzontale è quindi ottenuta dalla seguente espressione:



$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \cdot [\alpha + \text{sen}\alpha \cdot \cos(\alpha + 2 \cdot \beta)]$$

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} \cdot [\alpha - \text{sen}\alpha \cdot \cos(\alpha + 2 \cdot \beta)]$$

dove q è il carico per unità di superficie, α e β sono espressi in radianti, β è negativo per punti sotto l'area caricata.

La spinta esercitata dalle strutture esistenti sulle paratie è valutata con la metodologia descritta al presente paragrafo. I valori adottati per la pressione q sono rispettivamente:

- 200 kN/m^2 per gli edifici;
- 300 kN/m^2 per il ponte ferroviario.

8 STATI LIMITE E COMBINAZIONE DELLE AZIONI

8.1 CASI DI CARICO

I casi di carico considerati ai fini della valutazione della sicurezza strutturale sono indicati nella seguente tabella.

Descrizione	Simbolo
Carichi permanenti strutturali	g1
Carichi permanenti non strutturali	g2
Spinta delle terre	g3
Spinta idrostatica falda	g4
Azioni var. da traffico: verticali	q1
Spinta sovr. verticale uniforme su una striscia indefinita	Ssovr_2
Azione sismica	E

8.2 STATI LIMITE E COMBINAZIONE DELLE AZIONI

La denominazione delle combinazioni delle azioni è associata allo stato limite di riferimento e al singolo caso di carico (per nomenclatura dei casi di carico vedi paragrafo "Casi di carico"):

Per gli stati limite ultimi – azioni antropiche ed ambientali

- Stato limite = SLU
- Tipologia combinazione – azione variabile principale = carichi verticali (VRT) / frenatura (FRN) / centrifuga (CNT) / vento longitudinale (VTL) / vento trasversale (VTT), spinta orizzontale (SP);
- Codice caso di carico = 01 / 02 / 03 / 04 …
- Codice caso di carico speciale = 00 solo carichi verticali non combinati

Per gli stati limite ultimi – azione sismica

- Stato limite = SLC/SLV
- Tipologia combinazione – direzione X (DRX), direzione Y (DRY), direzione Z (DRZ);
- Codice caso di carico = 01 / 02 / 03 / 04 …
- Codice caso di carico speciale = 00 solo azione sismica

Per gli stati limite di esercizio – azioni antropiche ed ambientali

- Stato limite = SLE rara (SER), SLE frequente (SEF), SLE quasi perm. (SEQ)
- Tipologia combinazione – azione variabile principale = carichi verticali (VRT) / frenatura (FRN) / centrifuga (CNT) / vento longitudinale (VTL) / vento trasversale (VTT), spinta orizzontale (SP);

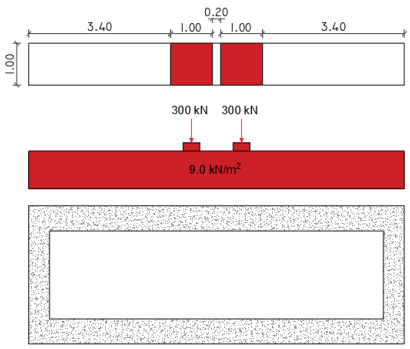
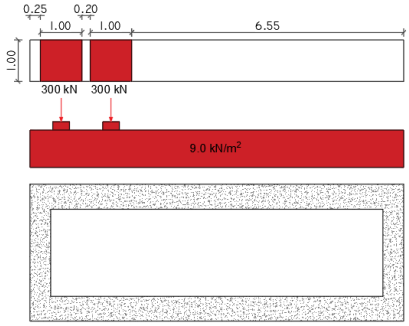
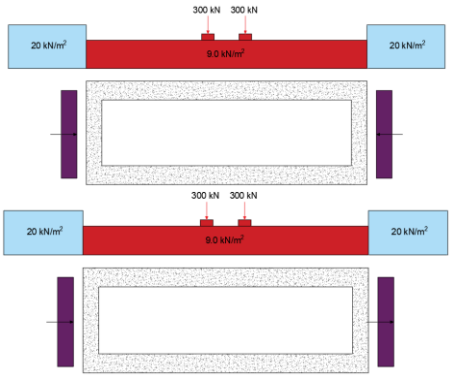
- Codice caso di carico = 01 / 02 / 03 / 04 …
- Codice caso di carico speciale = 00 solo carichi verticali non combinati

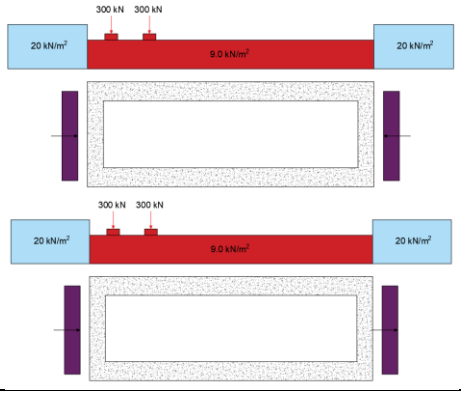
Per gli stati limite di esercizio – azione sismica

- Stato limite = SLD/SLO
- Tipologia combinazione – direzione X (DRX), direzione Y (DRY), direzione Z (DRZ);
- Codice caso di carico = 01 / 02 / 03 / 04 …
- Codice caso di carico speciale = 00 solo azione sismica

Casi di carico	(ψ*γ) g1_2	(ψ*γ) g2	(ψ*γ) g3	(ψ*γ) g4	(ψ*γ qd_1	(ψ*γ) qd_2	(ψ*γ) qt_1	(ψ*γ) qt_2	(γ) Ssovr_2	(ψ*γ) Ewd_1	(ψ*γ) Ewd_2
SLU_VRT_00_A	0	0	0	0	1.35	0	1.35	0	0	0	0
SLU_VRT_00_B	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
SLU_VRT_01	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	0	0
SLU_VRT_02	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	0	1.35	0	0	0
SLU_VRT_03	1.35	1.5	1.35	1.35	0	0	0	0	1.35	0	0
SER_VRT_00_A	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0
SER_VRT_00_B	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0
SER_VRT_01	1	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0
SER_VRT_02	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
SER_VRT_03	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0
SEF_VRT_00_A	0	0	0	0	0.4	0	0.75	0	0	0	0
SEF_VRT_00_B	0	0	0	0	0.4	0	0	0.75	0	0	0
SEF_VRT_00_1	1	1	1	1	0.4	0	0.75	0	0	0	0
SEF_VRT_00_2	1	1	1	1	0.4	0	0	0.75	0	0	0
SEF_VRT_00_3	1	1	1	1	0	0	0	0	0.4	0	0
SLV_DRX_00_A	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLV_DRX_00_B	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLV_DRX_01	1	1	1	1	0.2	0	0.2	0	0.2	1	0
SLV_DRX_02	1	1	1	1	0.2	0	0.2	0	0.2	0	1
SLV_DRX_03	1	1	1	1	0.2	0	0	0.2	0.2	1	0
SLV_DRX_04	1	1	1	1	0.2	0	0	0.2	0.2	0	1

Gli schemi di carico indicati nel seguito sono da ritenersi validi per le combinazioni relative allo scatolare.

CODICE CASO DI CARICO	DISPOSIZIONE DEI CARICHI	COMBINAZIONI ASSOCIATE
01 (massimizzazione momento flettente positivo soletta)		SLU_VRT_00_A SLU_VRT_01 SER_VRT_00_A SER_VRT_01 SEF_VRT_00_A SEF_VRT_01
02 (massimizzazione taglio soletta e moment flettente negativo soletta)		SLU_VRT_02 SER_VRT_02 SEF_VRT_02
03 (massimizzazione spinta sulle pareti)		SLU_VRT_00_B SLU_VRT_03 SER_VRT_00_B SER_VRT_03 SEF_VRT_00_B SEF_VRT_03
Sismica_01-02 (Sovra-spinta sismica con carichi verticali centrati)		SLV_DRX_01 SLV_DRX_02

Sismica_03-04 (Sovra-spinta sismica con carichi verticali eccentrici)		SLV_DRX_03 SLV_DRX_04

(la parte grafica riportata nella tabella si riferisce allo scatolare tipo 8.0 x 2.1 m, le stesse distribuzioni valgono nel caso dello scatolare tipo 6.0 x 2.0 m)

Nel caso delle paratie, il calcolo è condotto con un approccio non lineare, pertanto sarà presente un'unica combinazione per ciascuno dei seguenti stati limite: SLU, SLV, SER, SEF, SEQ.

9 METODI DI ANALISI E MODELLI DI CALCOLO

9.1 METODI DI ANALISI PER LE AZIONI STATICHE

La valutazione della domanda indotta dai carichi gravitazionali e dal traffico è svolta mediante analisi elastica lineare, sia per gli stati limite di esercizio che ultimi.
Per la determinazione degli effetti delle azioni si adottano i criteri della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni relativi alle strutture in calcestruzzo armato e acciaio.

9.2 METODI DI ANALISI PER LE AZIONI SISMICHE

L'azione sismica è tenuta in conto nella determinazione degli effetti sullo scatolare, mentre per le paratie, in quanto opere di sostegno temporanee, la valutazione della sicurezza è condotta nei riguardi delle azioni statiche (§ 2.4.1 delle NTC18).
La valutazione della domanda indotta dall'azione sismica è svolta mediante un'analisi statica lineare. Il fattore di comportamento adottato è q = 1.0.
In particolare, la spinta esercitata dalle terre in presenza di azioni sismiche è assimilata ad una campo di sovrapressioni note determinate secondo i criteri precedentemente esposti.

9.3 DESCRIZIONE DEI MODELLI E DELLE AZIONI

9.3.1 Unità di misura e convenzione dei segni

Le unità di misura impiegate sono quelle del Sistema Internazionale (SI):

- lunghezze: m
- forze-coppie: kN – kNm
- tensioni: MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno si considera positivo lo sforzo di trazione.
I modelli di calcolo sono caratterizzati da un sistema di riferimento globale in cui gli assi cartesiani x e y definiscono i piani orizzontali e l'asse z individua la verticale.

9.3.2 Descrizione dei modelli locali e globali

I calcoli presentati in relazione sono stati sviluppati con modelli di calcolo, realizzati con l'ausilio di fogli di calcolo in Excel e con i software di calcolo agli elementi finiti Paratie Plus e Midas Gen.

Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo – MIDAS Gen

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:	
Titolo:	Midas Gen 2022 (v. 1.1)
Produttore-Distributore:	MIDAS Information Technology Co. Ltd

	Distributore per l'Italia: HARPACEAS Milano www.harpaceas.it CSPFea Este (PD) www.cspfea.net
Dati utente finale:	ITEC Engineering Srl
Chiave HW:	U001-06469

Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo – Paratie Plus

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:	
Titolo:	Paratie Plus (v 2022.0.2)
Produttore-Distributore:	Sviluppato da: CEAS (Italia) Con la supervisione scientifica del: Prof Roberto Nova Interfaccia utente create con l'assistenza di: eFarm Group s.r.l. Distributore per l'Italia: HARPACEAS Milano www.harpaceas.it
Dati utente finale:	ITEC Engineering Srl

9.3.2.1 Opere di sostegno - paratie

Il comportamento delle opere di sostegno è stato valutato mediante un modello di calcolo piano, ritenuto rappresentativo per il problema in esame e a favore di sicurezza. Il problema è visto come un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura 9-1. PARATIE non è quindi idoneo a studiare problemi in cui vi siano importanti effetti tridimensionali.

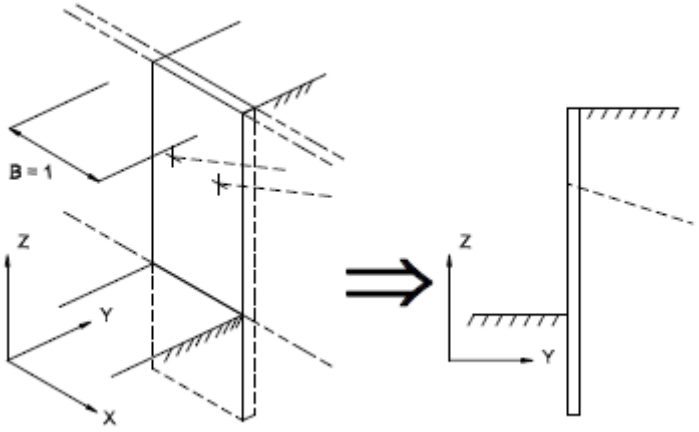
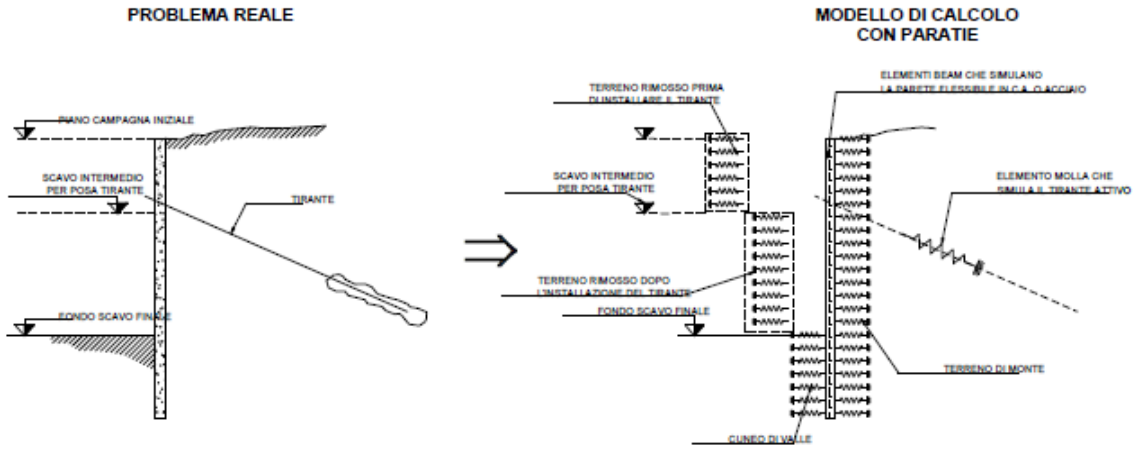


Figura 9-1

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.



Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle

porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidezza flessionale della parete.
La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi STATICA INCREMENTALE: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elasto-plastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe (1996))
L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria)
Ne consegue che con questo strumento non possono essere valutati:

- cedimenti o innalzamenti verticali del terreno in vicinanza dello scavo1;
- condizioni di stabilità generale del complesso parete+ terreno+tiranti.

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.
Il modello impiegato per la schematizzazione del terreno non permette di tenere conto direttamente dell'effetto indotto dalle azioni esterne (p.e. fondazioni esistenti, carichi variabili mobili). L'azione che tali carichi inducono sono valutate attraverso i metodi esposti nel § "Analisi dei carichi, Azioni agenti".
Il comportamento dell'opera è tale per cui le deformazioni verticali non sono rilevanti, pertanto il grado di libertà di traslazione verticale non è attivato.

9.3.2.2 Sezione tipo 8-9

9.3.2.2.1 Modellazione delle azioni

Le caratteristiche degli elementi utilizzati per le paratie sono indicati nel par. dedicato alla descrizione degli interventi.
La geometria dello scavo e della paratia è indicata nell'immagine seguente.

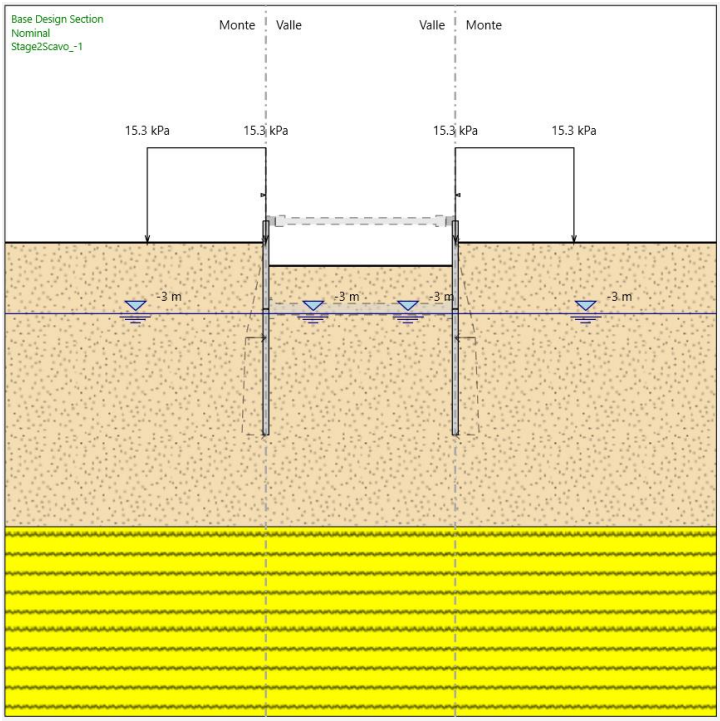


Figura 9-2

I coefficienti di spinta attiva e passiva in condizioni statiche sono riportati per ciascuna unità litotecnica, si alato monte che valle. La valutazione dei coefficienti ka e kp è condotta dal software con i metodi descritti nel § "Analisi dei carichi, Azioni agenti".

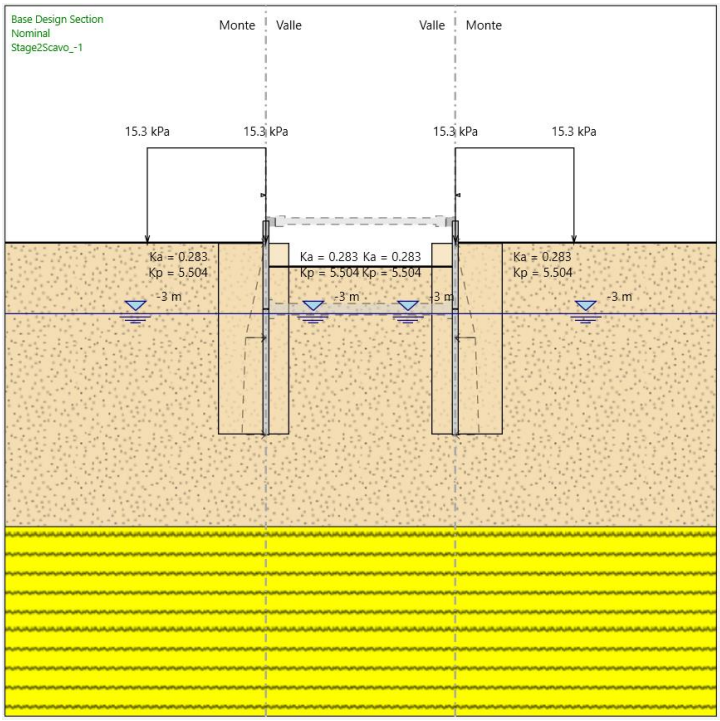


Figura 9-3

Lo studio del comportamento delle paratie è condotto mediante la definizione di stage all'interno di ciascuno dei quali vengono eseguite determinate operazioni.

Stage	Falda	Scavo	Carichi	Elementi strutturali
1	-3 m	-	-	Paratie
2	-3 m	-1.0	-	-
3	-3 m	-1.0	-	Puntoni
4	-3 m	-2.80	-	-
5	-3 m	-2.80	Sovracc.	-
6	-3 m	-2.80		Platea/Pareti
7	-3 m	-2.80		Rimozione puntoni

9.3.2.3 Sezione tipo 2-3-4-5-7

Le caratteristiche degli elementi utilizzati per le paratie sono indicati nel par. dedicato alla descrizione degli interventi.

La geometria dello scavo e della paratia è indicata nell'immagine seguente.

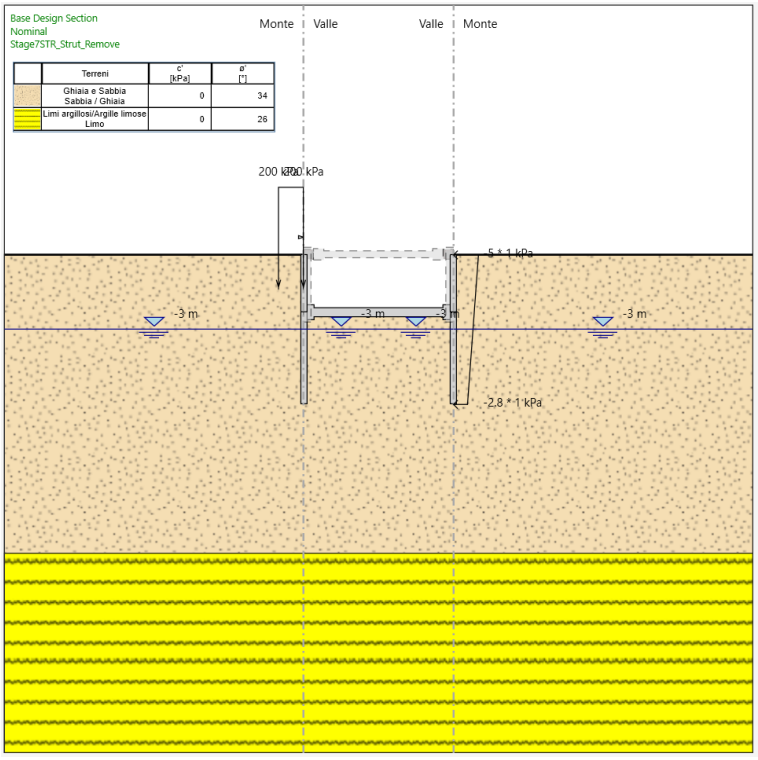


Figura 9-4

I coefficienti di spinta attiva e passiva in condizioni statiche sono riportati per ciascuna unità litotecnica, si alato monte che valle. La valutazione dei coefficienti ka e kp è condotta dal software con i metodi descritti nel § "Analisi dei carichi, Azioni agenti".

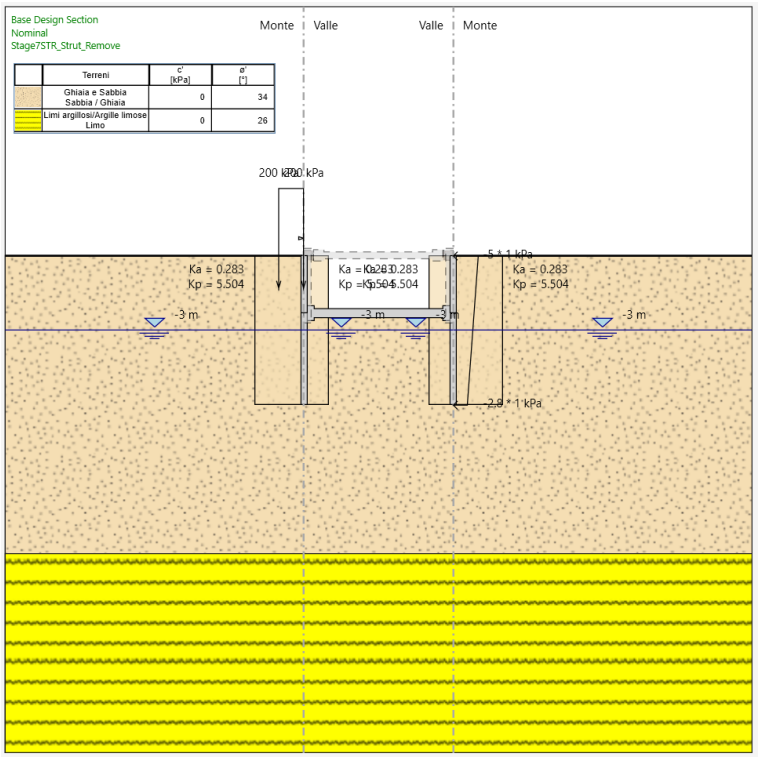


Figura 9-5

Lo studio del comportamento delle paratie è condotto mediante la definizione di stage all'interno di ciascuno dei quali vengono eseguite determinate operazioni.

Stage	Falda	Scavo	Carichi	Elementi strutturali
1	-3 m	-	Fondazioni esistenti	Paratie
2	-3 m	-1.0	-	-
3	-3 m	-1.0	-	Puntoni
4	-3 m	-2.30	-	-
5	-3 m	-2.30	Sovracc.	-
6	-3 m	-2.30		Platea/Pareti
7	-3 m	-2.30		Rimozione puntoni

9.3.2.4 Sezione tipo 6

Le caratteristiche degli elementi utilizzati per le paratie sono indicati nel par. dedicato alla descrizione degli interventi.

La geometria dello scavo e della paratia è indicata nell'immagine seguente.

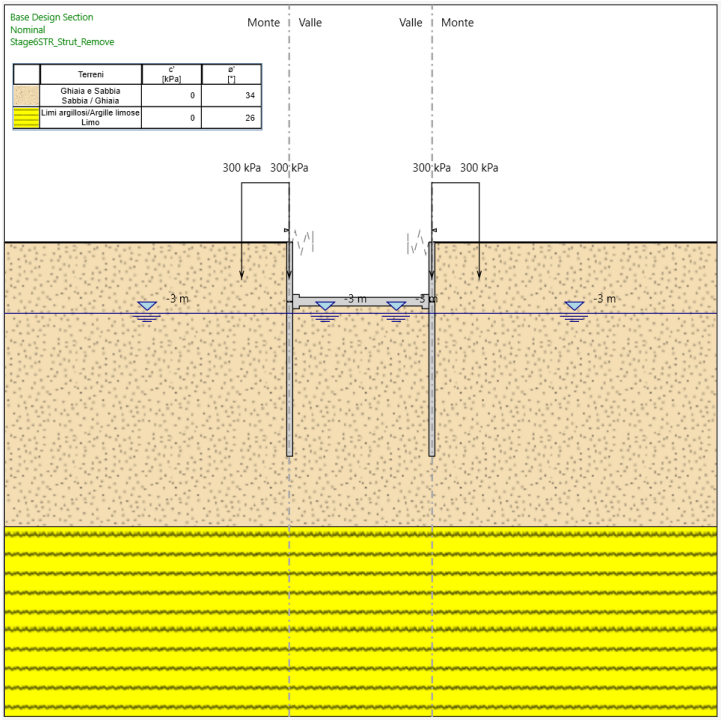


Figura 9-6

I coefficienti di spinta attiva e passiva in condizioni statiche sono riportati per ciascuna unità litotecnica, si alato monte che valle. La valutazione dei coefficienti ka e kp è condotta dal software con i metodi descritti nel § "Analisi dei carichi, Azioni agenti".

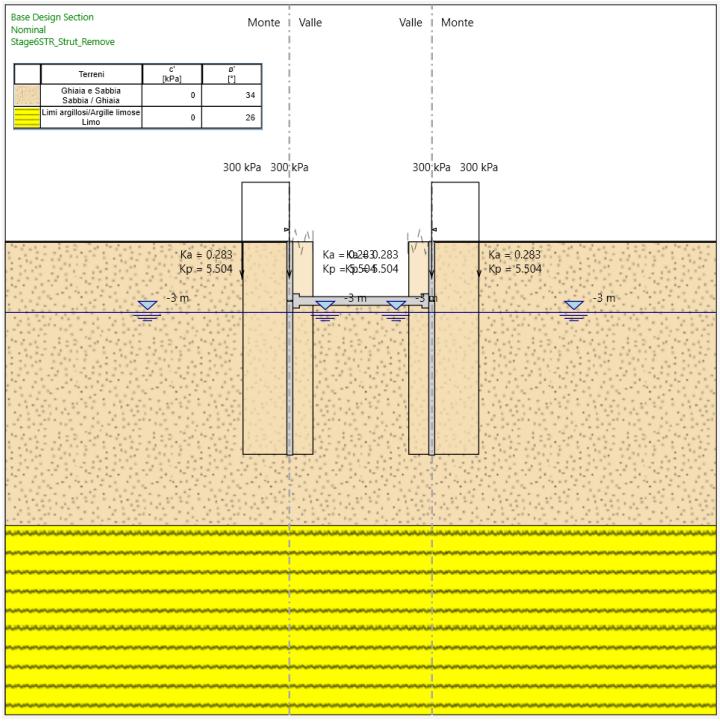


Figura 9-7

Lo studio del comportamento delle paratie è condotto mediante la definizione di stage all'interno di ciascuno dei quali vengono eseguite determinate operazioni.

Stage	Falda	Scavo	Carichi	Elementi strutturali
1	-3 m	-	Fondazioni esistenti	Paratie
2	-3 m	-1.0	-	-
3	-3 m	-1.0	-	Puntoni
4	-3 m	-2.50	-	-
5	-3 m	-2.50	-	Platea/Pareti
6	-3 m	-2.50	-	Rimozione puntoni

9.3.2.5 Scatolari

Il problema è visto come un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di opera di larghezza unitaria.

Lo stato di sollecitazione negli elementi strutturali è stato valutato mediante il metodo degli elementi finiti (FEM) impiegando elementi monodimensionali, tipo beam, a 12 g.d.l.

Gli elementi beam sono "saldati" tra di loro, ovvero non sono applicati *end release*.

L'interazione terreno-fondazione è schematizzata mediante point spring element, ovvero molle a comportamento bilatero elastico lineare. Tali molle sono indipendenti tra loro e presentano una rigidezza verticale k_v.

Infine, sono state inserite anche molle elastiche in direzione orizzontale, dotate di rigidezza di un ordine di grandezza superiore a quella impiegata in direzione verticale, in modo da garantire l'equilibrio del modello di calcolo.

9.3.2.6 Nomenclatura elementi

La struttura si compone di diverse parti denominate come: platea, pareti, soletta.

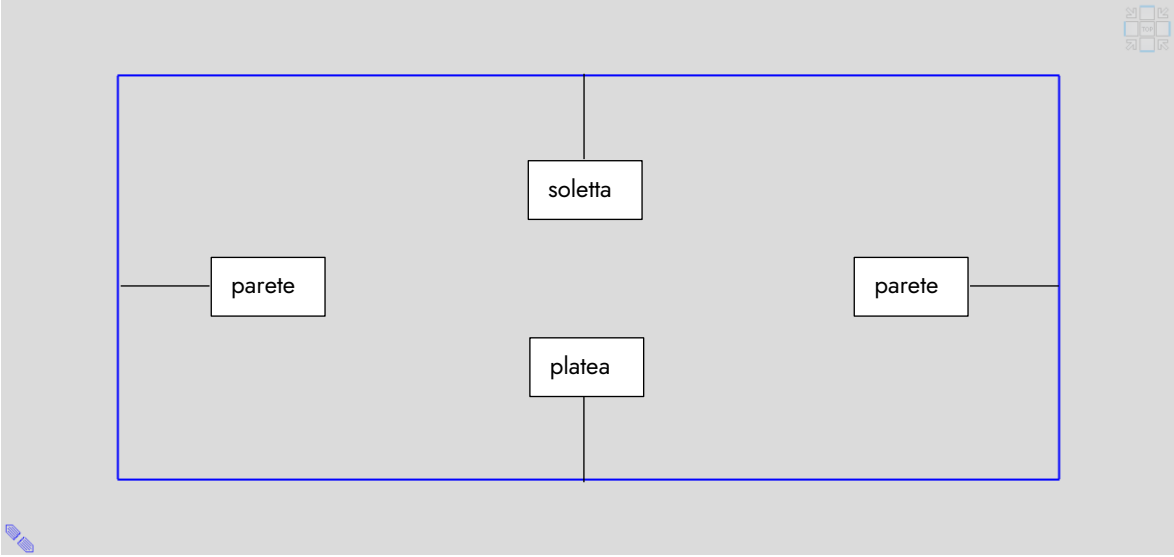


Figura 9-8 – Nomenclatura elementi strutturali

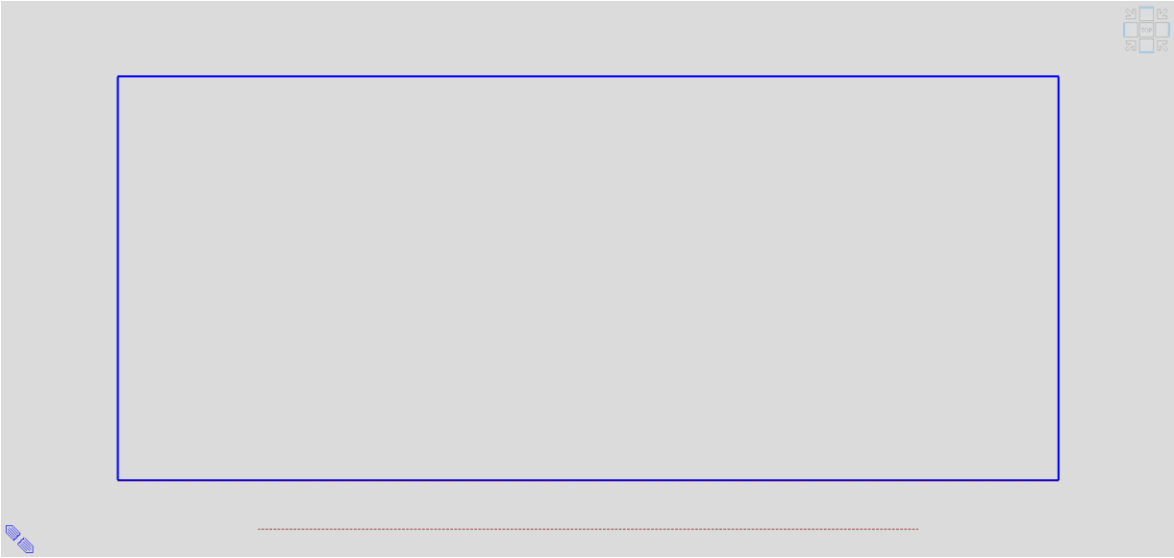


Figura 9-9 – Vincoli elastici per lo studio dell'interazione terreno-struttura (la linea tratteggiata in basso indica le surface spring introdotte nel modello)

9.3.2.6.1 Modellazione delle azioni

Le azioni sulla struttura sono applicate mediante Casi di Carico i cui effetti sono combinati sfruttando il principio di sovrapposizione degli effetti.

I carichi gravitazionali permanenti sono applicati come forze uniformemente distribuite, in direzione verticale, sugli elementi. I carichi variabili da traffico di tipo tandem sono applicati come forze uniformemente distribuite su impronte le cui dimensioni dipendono dallo Schema di Carico impiegando, conformemente alle NTC18, tenendo in debito conto la ripartizione attraverso gli elementi secondari (p.e. pacchetto stradale, terreno di riporto, etc). Tali carichi sono applicati alla soletta dello scatolare, in posizioni tali da massimizzare gli effetti sugli elementi. Le spinte delle terre e dei sovraccarichi, sugli elementi parete, sono applicate come carico distribuito variabile linearmente o uniformemente distribuito, in funzione della tipologia di carico.

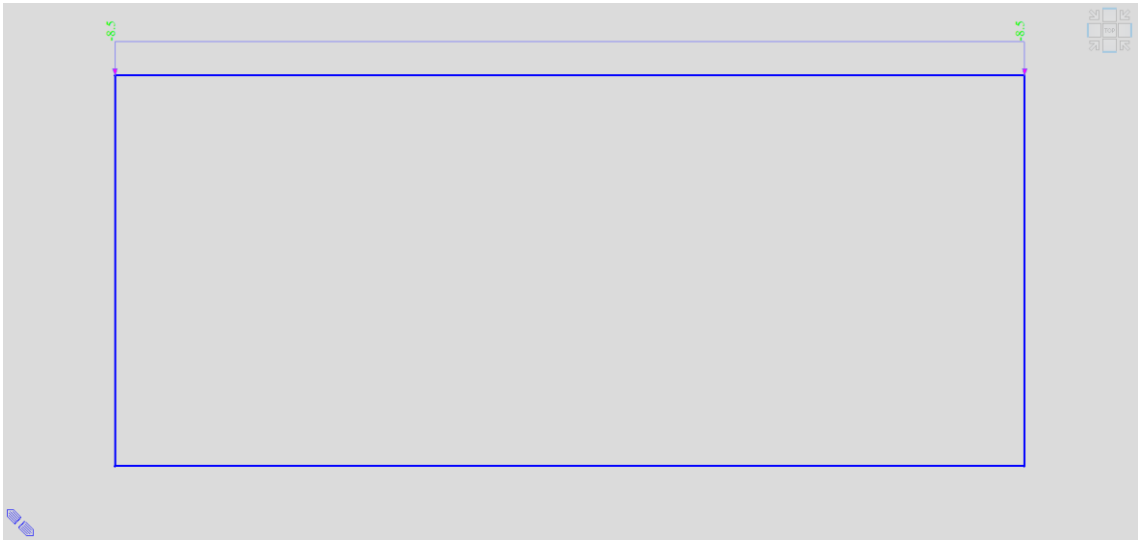


Figura 9-10 – Carichi permanentati non strutturali g2

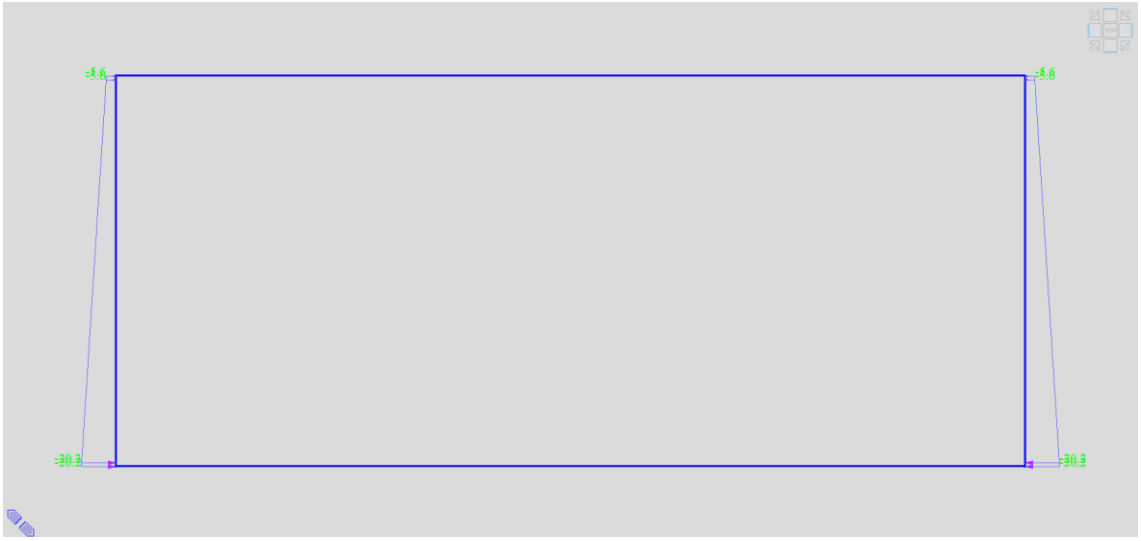


Figura 9-11 – Spinta del terreno in condizioni statiche g3

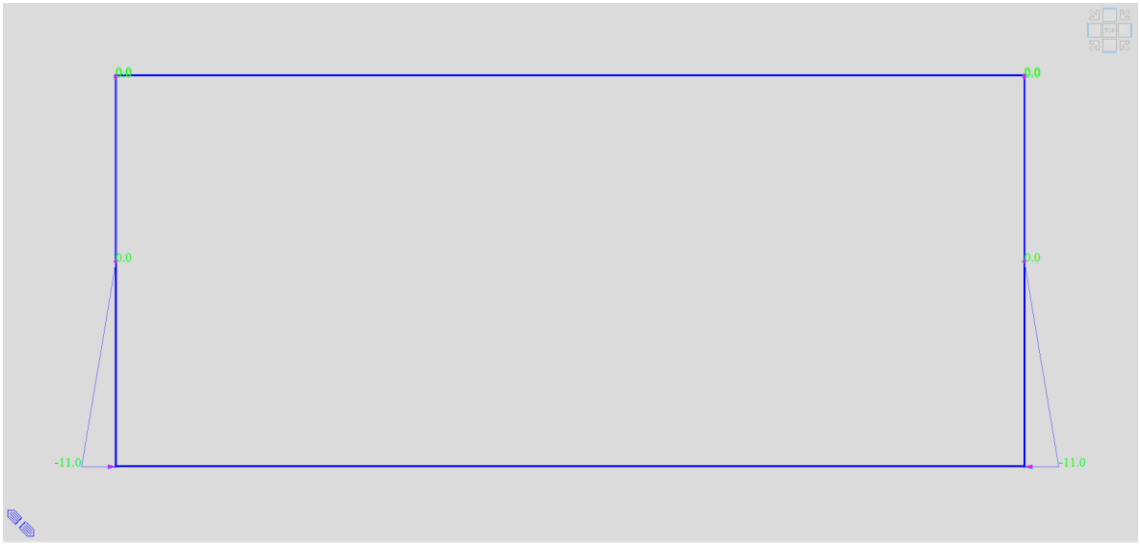


Figura 9-12 – Spinta della falda in condizioni statiche g4

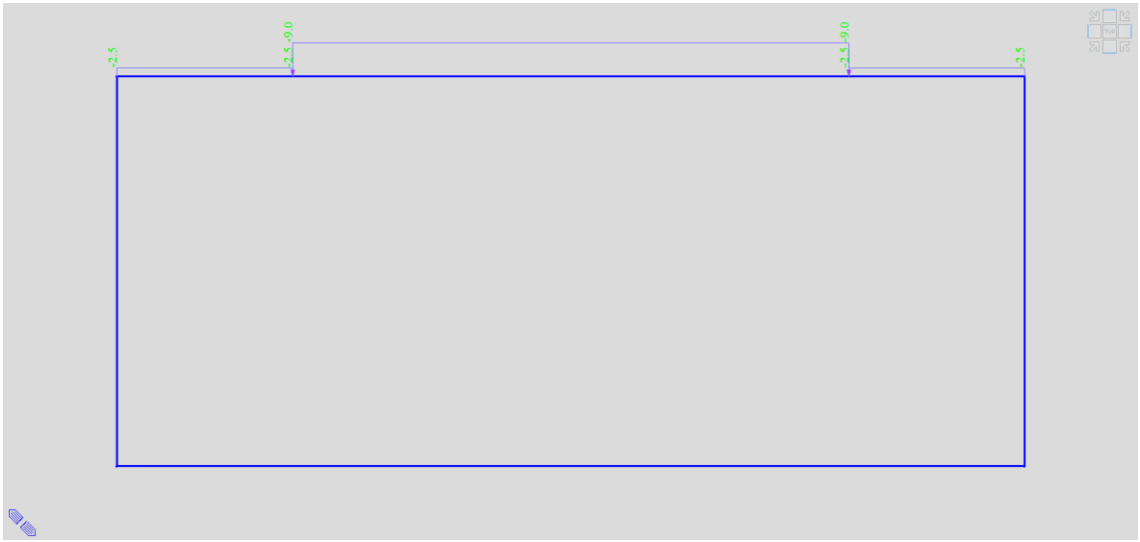


Figura 9-13 – Carichi verticali distribuiti qd_1 (massimo Med)

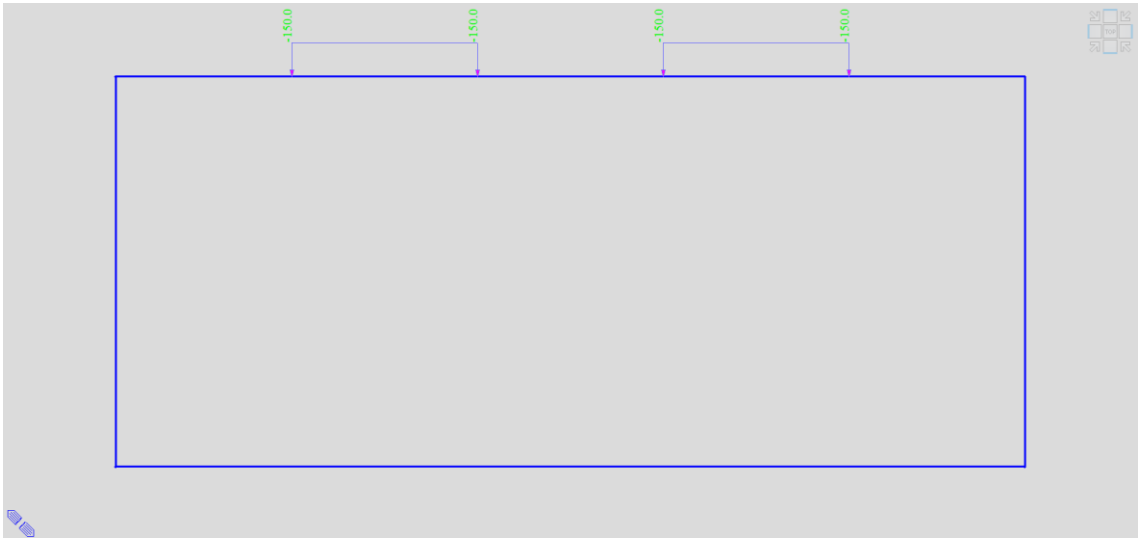


Figura 9-14 – Carichi verticali distribuiti qt_1 (massimo Med)

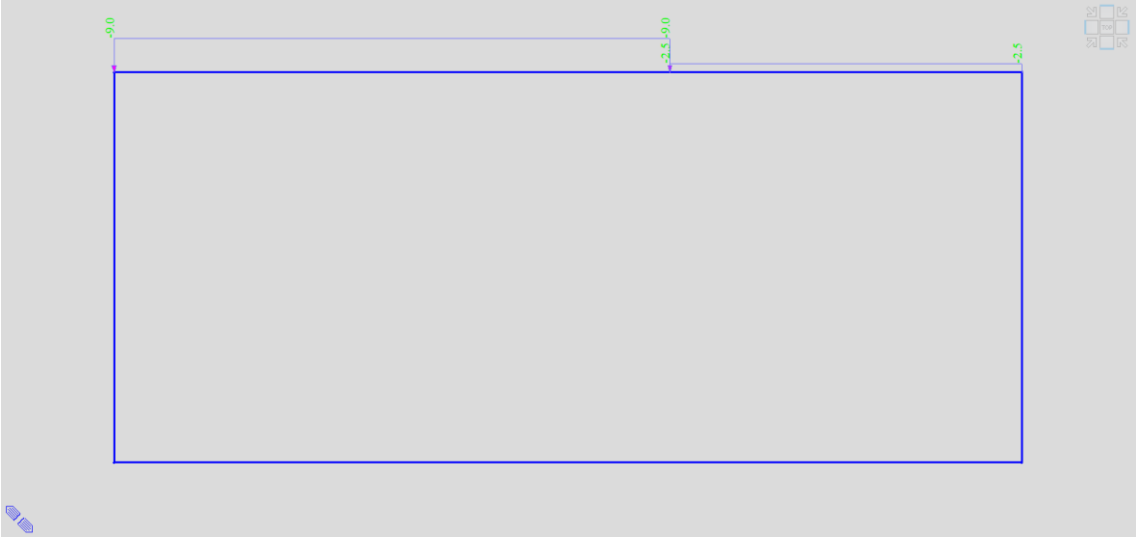


Figura 9-15 – Carichi verticali distribuiti qd_2 (massimo Ved)

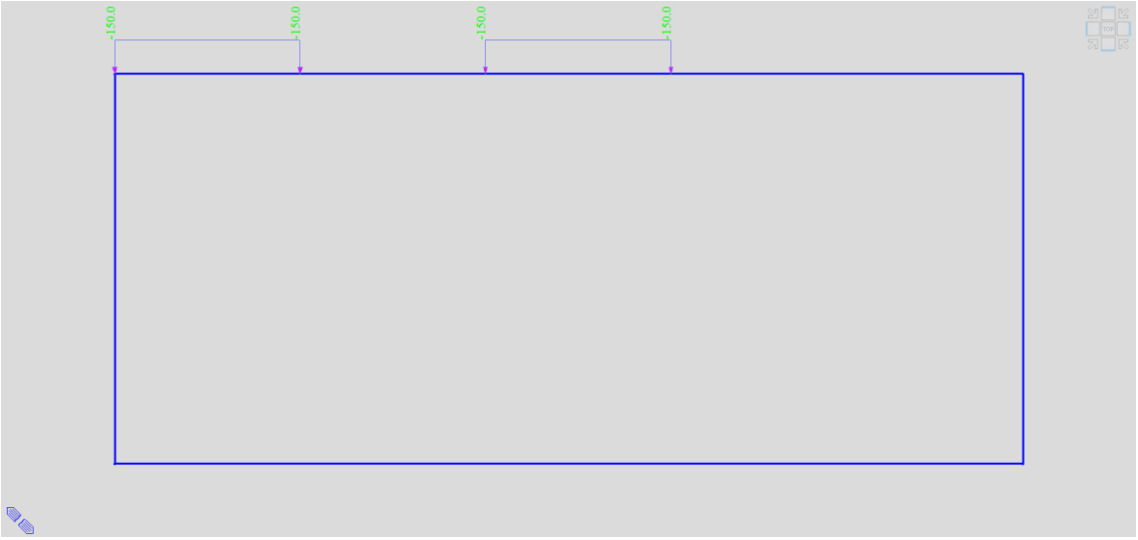


Figura 9-16 – Carichi verticali distribuiti qt_2 (massimo Ved)

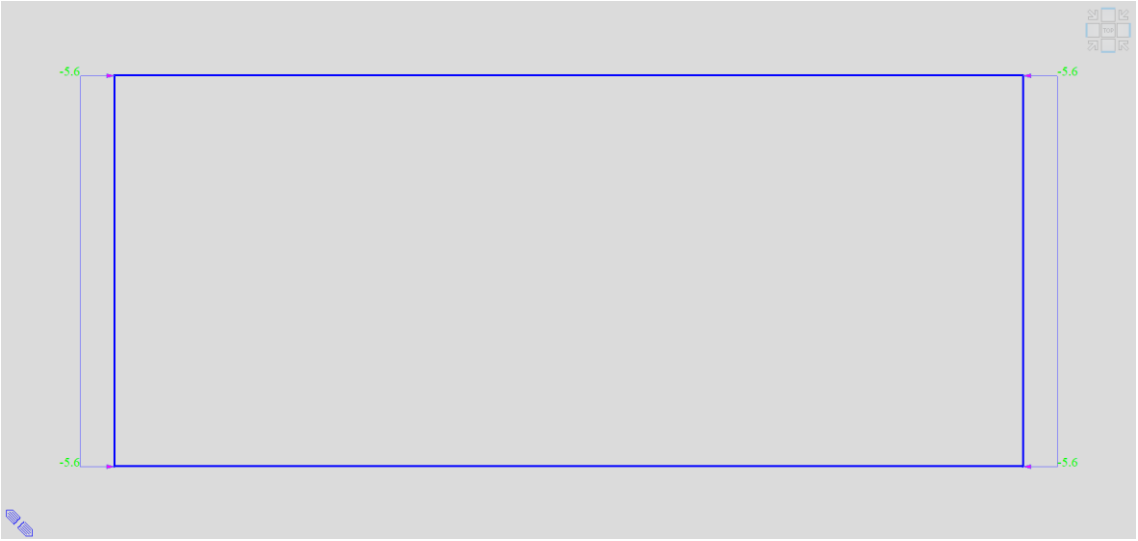


Figura 9-17 – Carichi verticali distribuiti Ssovr_2

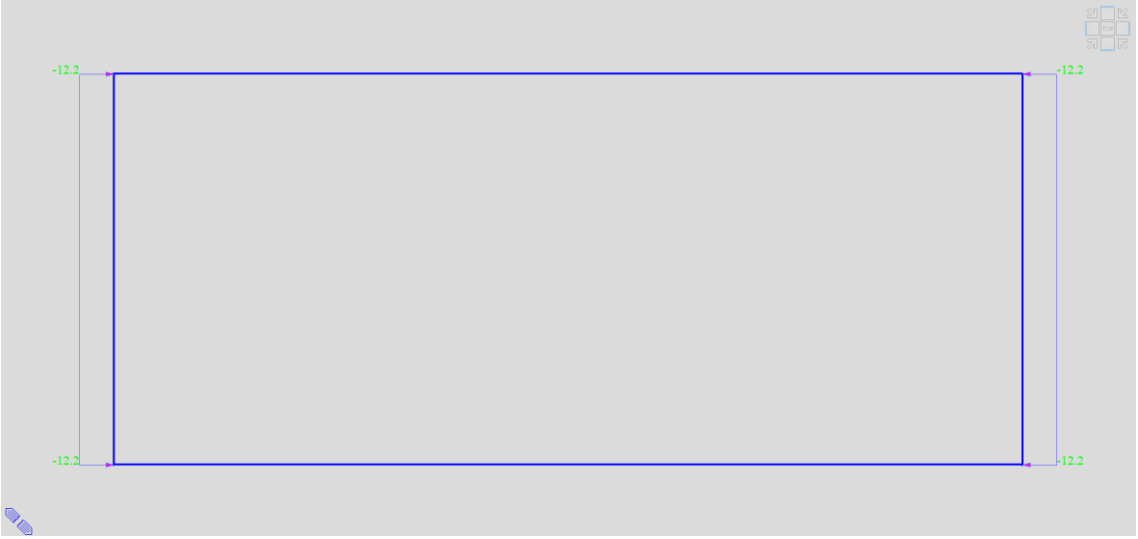


Figura 9-18 – Spinta delle terre in condizioni sismiche (caso di spinte opposte)

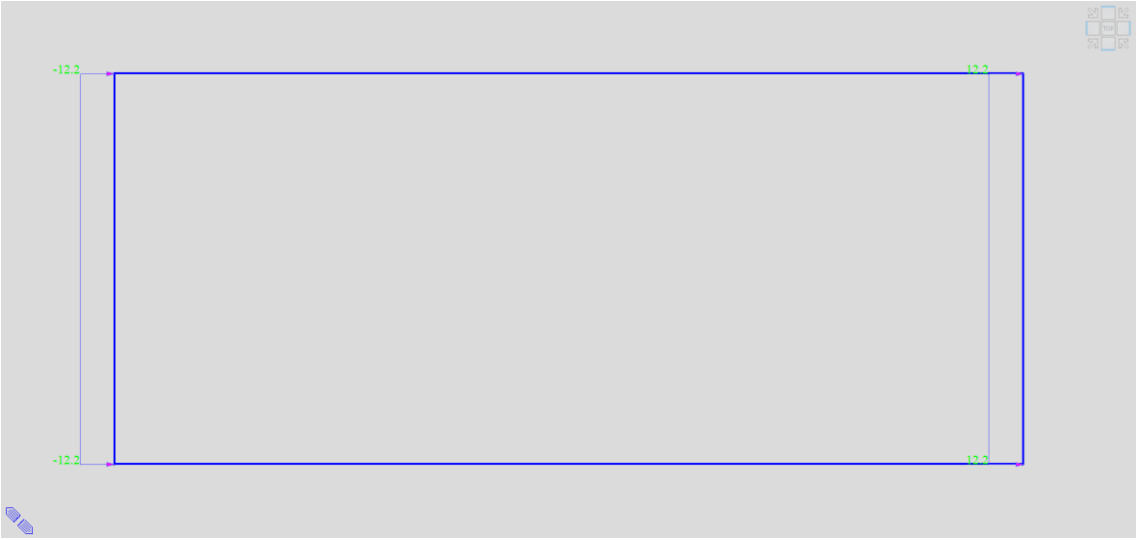


Figura 9-19 – Spinta delle terre in condizioni sismiche (caso di spinte concordi)

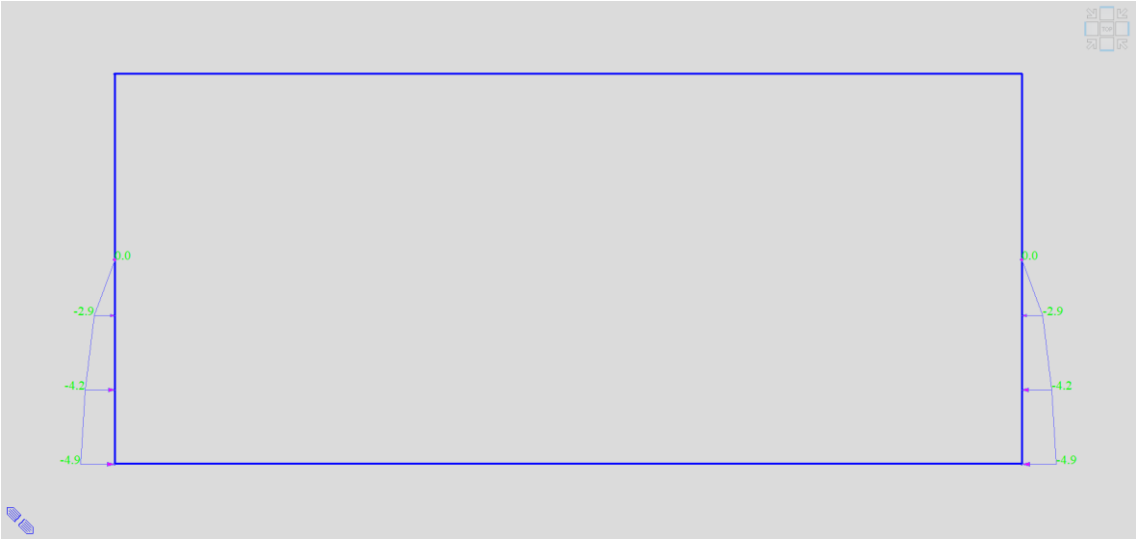


Figura 9-20 – Spinta della falda in condizioni sismiche (caso di spinte opposte)

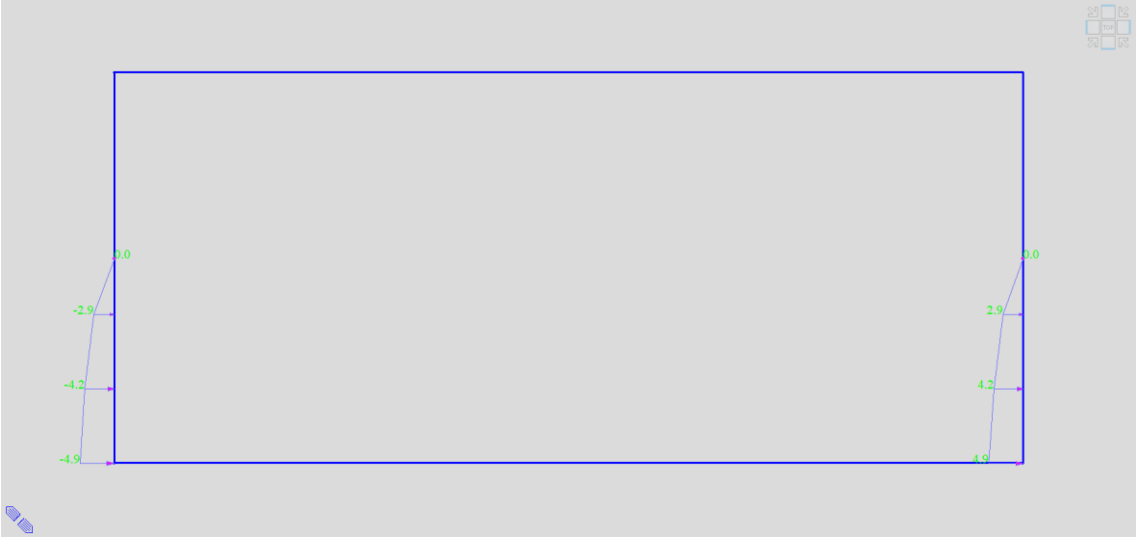


Figura 9-21 – Spinta della falda in condizioni sismiche (caso di spinte concordi)

10 RISPOSTA DELLA STRUTTURA

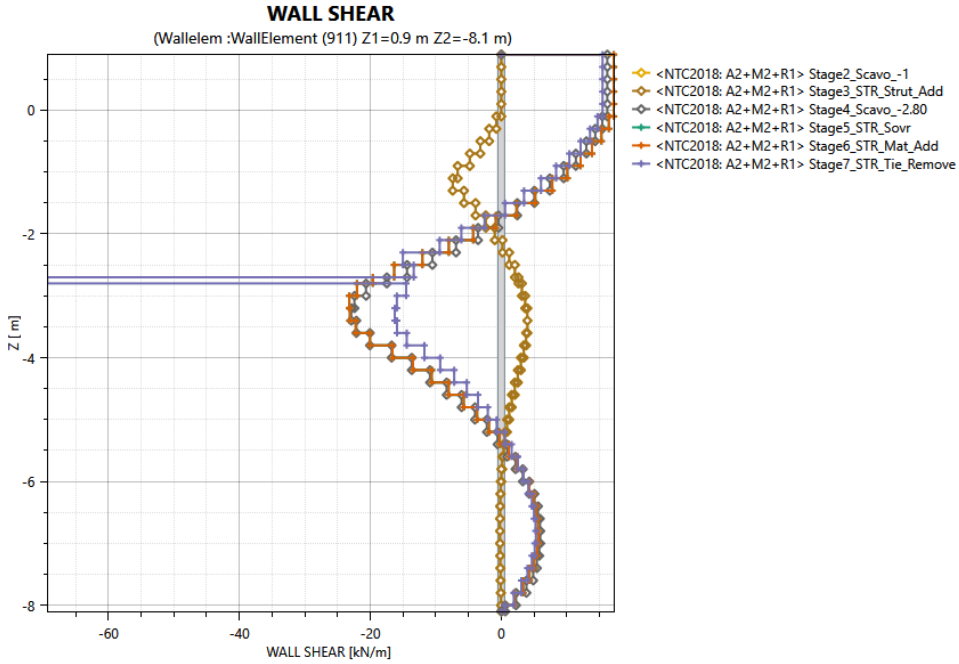
10.1 RISULTATI DELL'ANALISI STATICA

Di seguito sono illustrati e commentati i risultati in termini di risposta globale e delle parti d'opera. Si riportano graficamente gli andamenti qualitativi delle sollecitazioni nei diversi elementi strutturali per le principali combinazioni di carico statiche, ovvero quelle che determinano i massimi effetti.

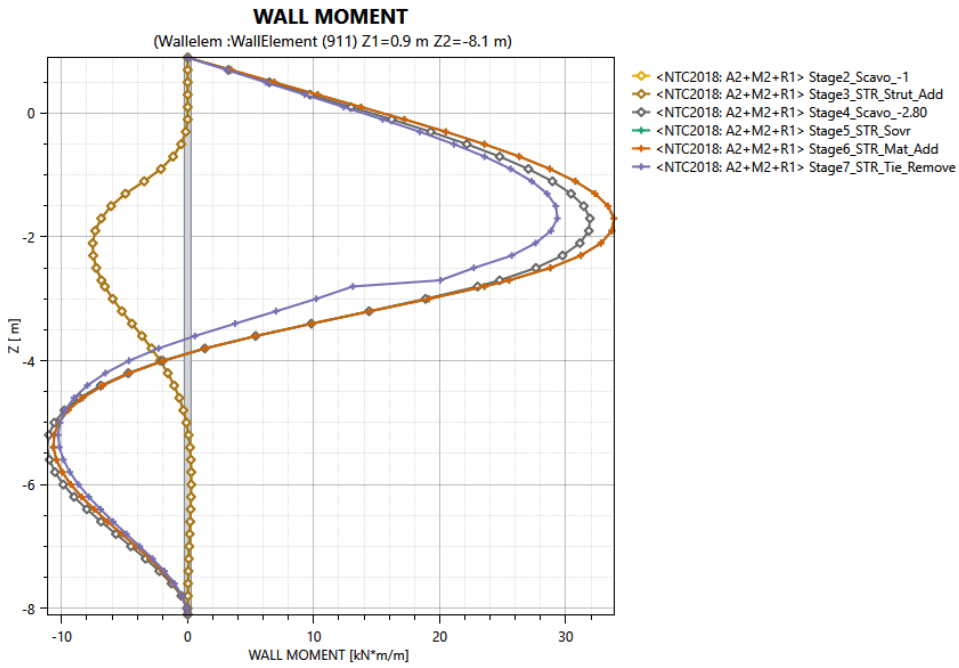
10.1.1 **Opere di sostegno**

10.1.1.1 Sezione tipo 8-9

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti la combinazione di riferimento è la A2+M2+R1 delle NTC18. Risulta un'azione di taglio massima, in valore assoluto, di 70 kN/m.

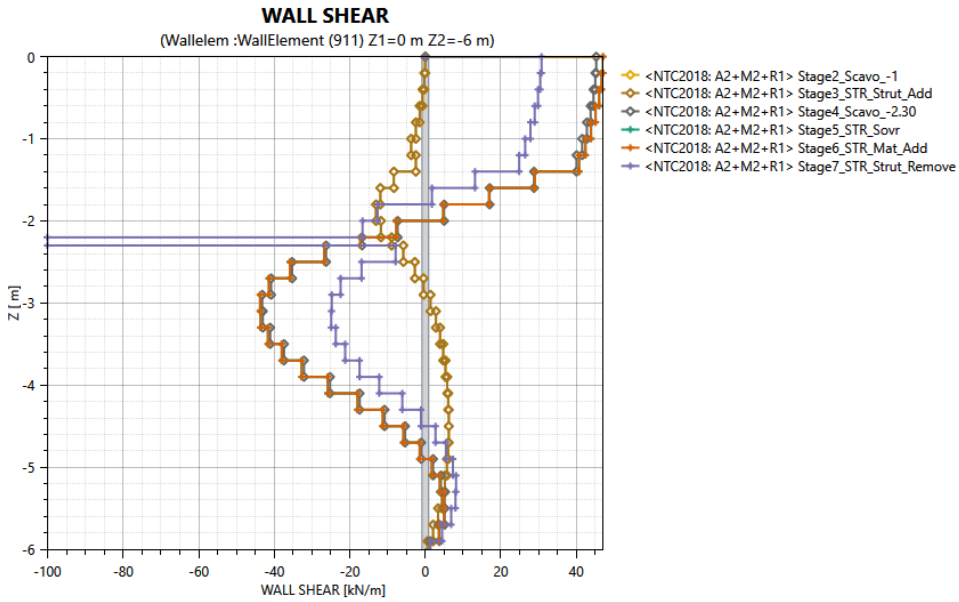


Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti la combinazione di riferimento è la A2+M2+R1 delle NTC18. Risulta un'azione di flessione massima, in valore assoluto, di 30 kNm/m.

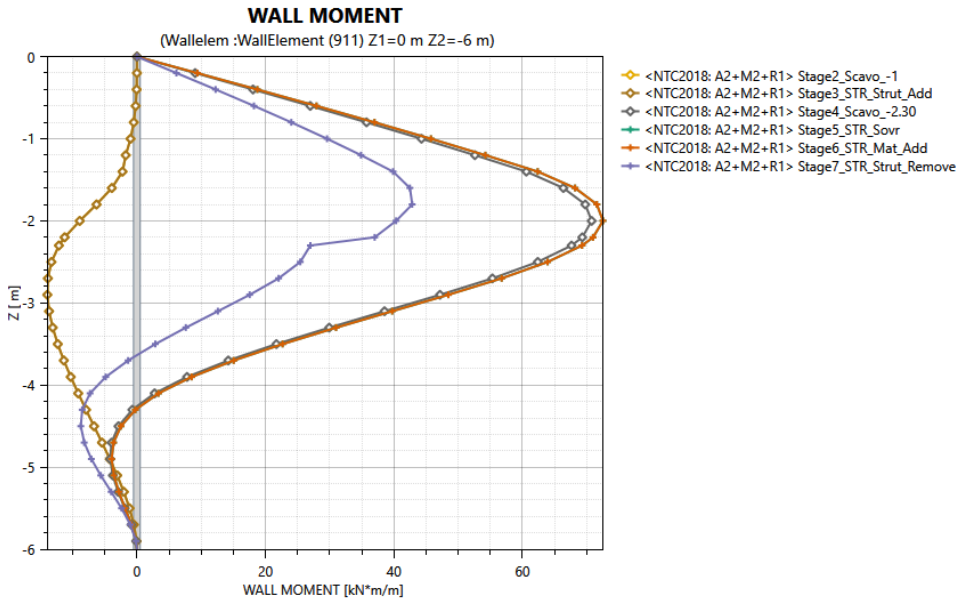


10.1.1.2 Sezione tipo 2-3-4-5-7

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti la combinazione di riferimento è la A2+M2+R1 delle NTC18. Risulta un'azione di taglio massima, in valore assoluto, di 100 kN/m.

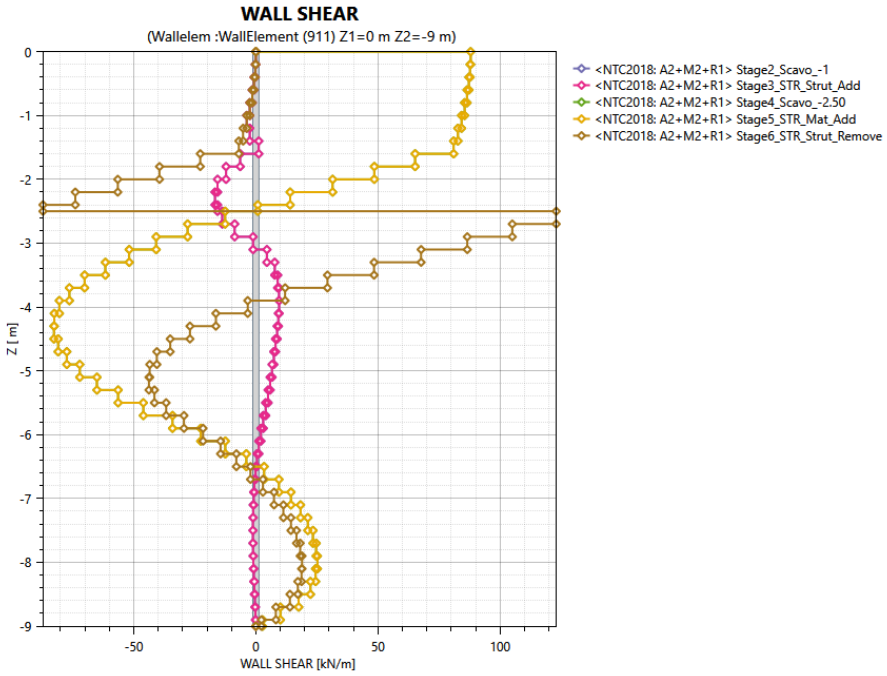


Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti la combinazione di riferimento è la A2+M2+R1 delle NTC18. Risulta un'azione di flessione massima, in valore assoluto, di 75 kNm/m.

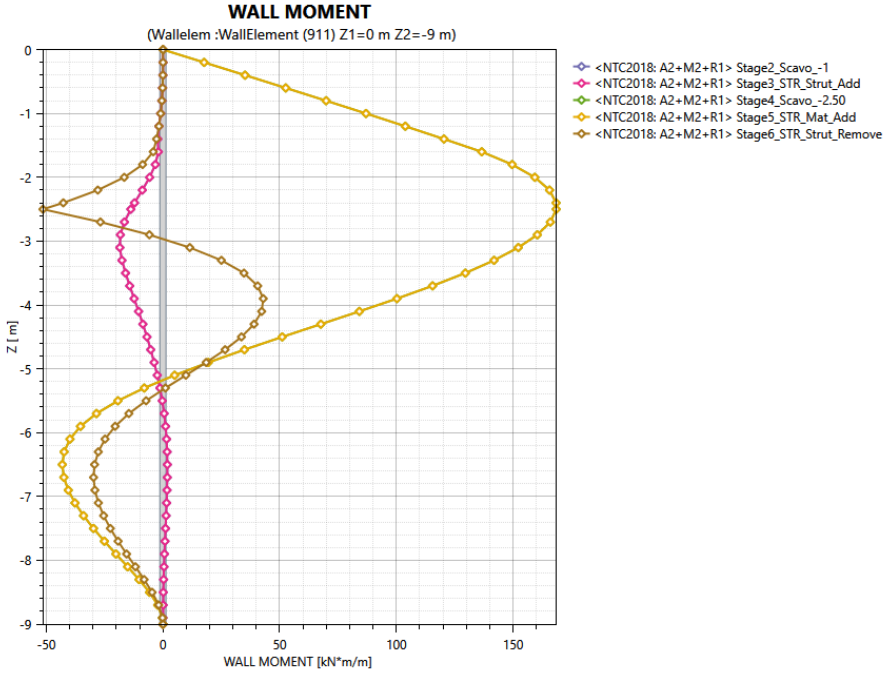


10.1.1.3 Sezione tipo 6

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti la combinazione di riferimento è la A2+M2+R1 delle NTC18. Risulta un'azione di taglio massima, in valore assoluto, di 125 kN/m.



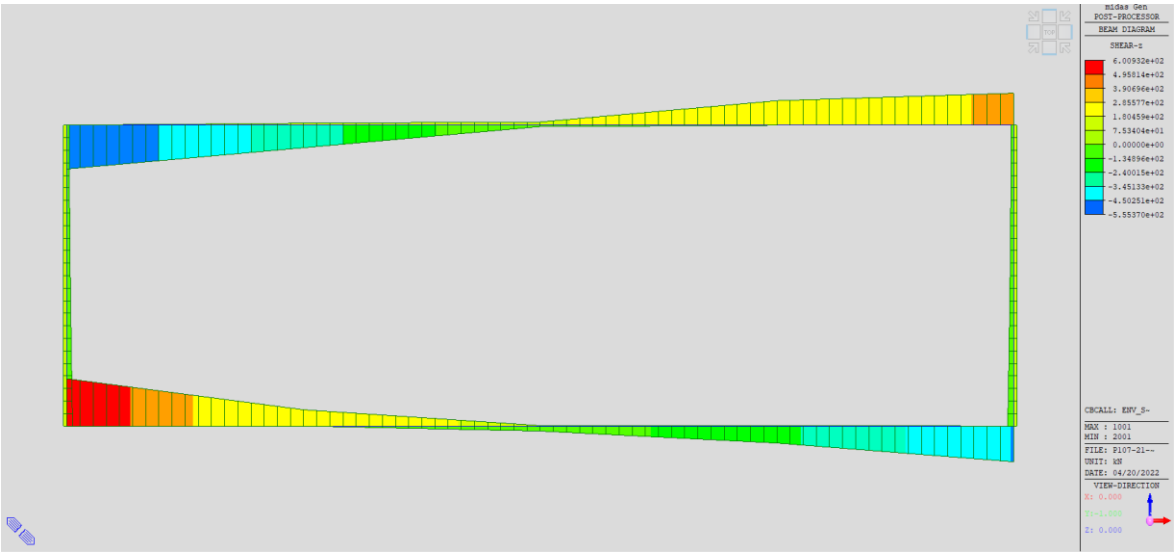
Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti la combinazione di riferimento è la A2+M2+R1 delle NTC18. Risulta un'azione di flessione massima, in valore assoluto, di 170 kNm/m.



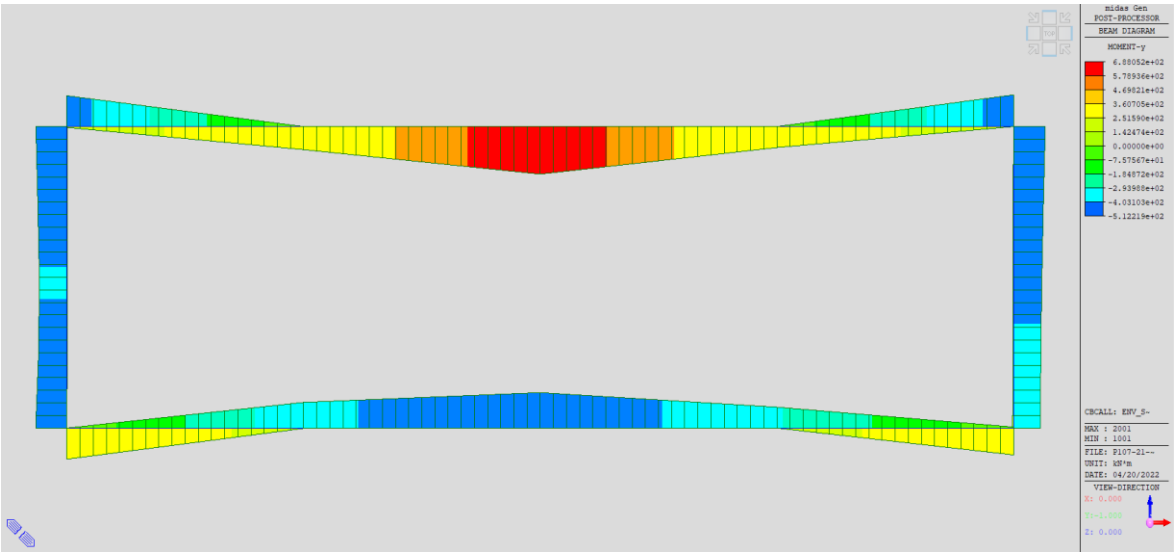
10.1.2 **Scatolari**

10.1.2.1 Sezione tipo 8-9

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti la combinazione di riferimento è la SLU_VRT_02, sia per la soletta che la platea. Risulta un'azione di taglio massima di 600 kN.

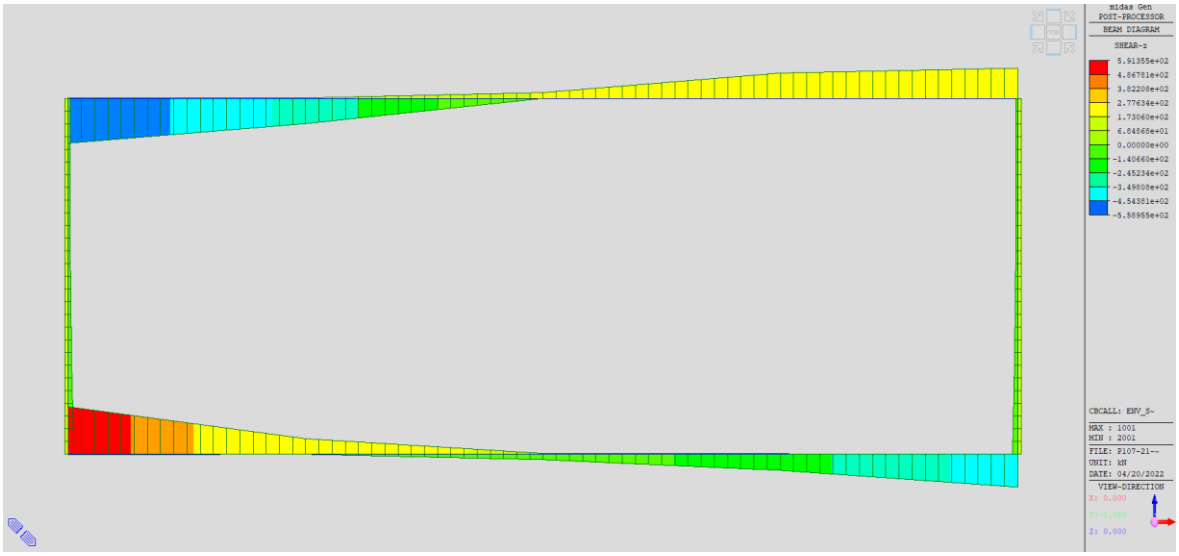


Per quanto riguarda le sollecitazioni flettenti le combinazione di riferimento sono ancora le SLU_VRT_01 e SLU_VRT_02, per tutti gli elementi. Risulta un'azione di flessione massima di 700 kNm.

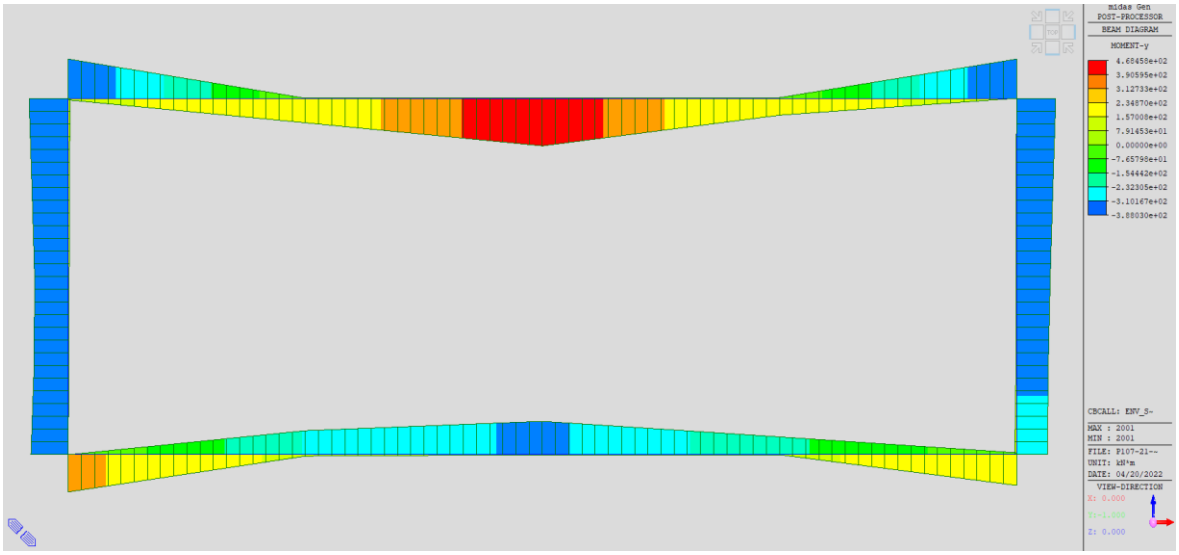


10.1.2.2 Sezione tipo 2-3-5

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti la combinazione di riferimento è la SLU_VRT_02, sia per la soletta che la platea. Risulta un'azione di taglio massima di 600 kN.



Per quanto riguarda le sollecitazioni flettenti le combinazione di riferimento sono ancora le SLU_VRT_01 e SLU_VRT_02, per tutti gli elementi. Risulta un'azione di flessione massima di 570 kNm.



11 CRITERI DI VERIFICA E MODELLI DI CAPACITÀ

11.1 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche degli elementi sono condotte secondo i metodi previsti dalle NTC18 e CNTC18 per elementi in calcestruzzo armato e acciaio per uso strutturale rispettivamente, ai § 4.1 e 4.2.

Le verifiche nei confronti dei possibili stati SLU dei micropali delle paratie sono condotte tenendo conto unicamente del contributo degli elementi in carpenteria metallica.
Le verifiche relative a condizioni di esercizio sono condotte nei riguardi degli spostamenti in considerazione del carattere temporaneo di tali opere.

Le verifiche degli elementi in calcestruzzo armato dello scatolare sono condotte determinando la capacità per una "fetta" di opera di profondità unitaria.

La sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d, in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d (definito anche come S_d). La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d$$

11.2 MODELLI DI CAPACITÀ

Di seguito sono descritti i modelli di capacità impiegati nelle successive verifiche per calcolare la resistenza delle sezioni degli elementi dell'opera. Contestualmente sono riportati i riferimenti normativi e/o bibliografici relativi ai modelli stessi.

11.2.1 **Elementi di calcestruzzo**

Gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono:

- resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale;
- resistenza a taglio compressione/trazione;
- resistenza a taglio punzonamento.

In condizioni di esercizio, si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- ampiezza delle fessure;

- tensioni di esercizio;

11.2.1.1 SLU – Resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale

11.2.1.1.1 Diagrammi di progetto dei materiali

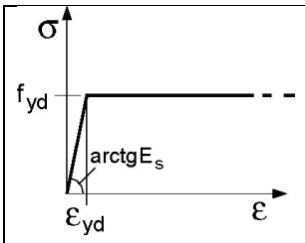
La capacità flessionale è valutata utilizzando i seguenti diagrammi sforzo-deformazione. Ai fini della valutazione della resistenza delle sezioni e degli elementi in calcestruzzo armato si impiega:

- un legame costitutivo elastico - perfettamente plastico indefinito per le armature di acciaio;
- parabola – rettangolo per il calcestruzzo,

così come definito al §4.1.2.1.2 delle NTC18.

Acciaio

Ai fini della valutazione della resistenza delle sezioni e degli elementi in calcestruzzo armato si impiega un legame costitutivo elastico - perfettamente plastico indefinito, come definito al §4.1.2.1.2 delle NTC18.

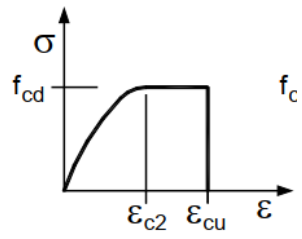


f_{yd} = 390 MPa

$\varepsilon_{cu} = f_{yd}/E_s$ = 0.196%

Calcestruzzo

Ai fini della valutazione della resistenza delle sezioni e degli elementi in calcestruzzo armato si impiega un legame costitutivo parabola – rettangolo, come definito al §4.1.2.1.2 delle NTC18.



Per le classi di resistenza pari o inferior a C50/60:

ε_{c2} = 0.2%

ε_{cu} = 0.35%

per le classi di resistenza superiori alla C50/60:

$\varepsilon_{c2} = 0.2\% + 0.0085\%(f_{ck}-50)^{0.53}$

$\varepsilon_{cu} = 0.26\% + 3.5\%[(90-f_{ck})/100]^4$

11.2.1.1.2Ipotesi di base

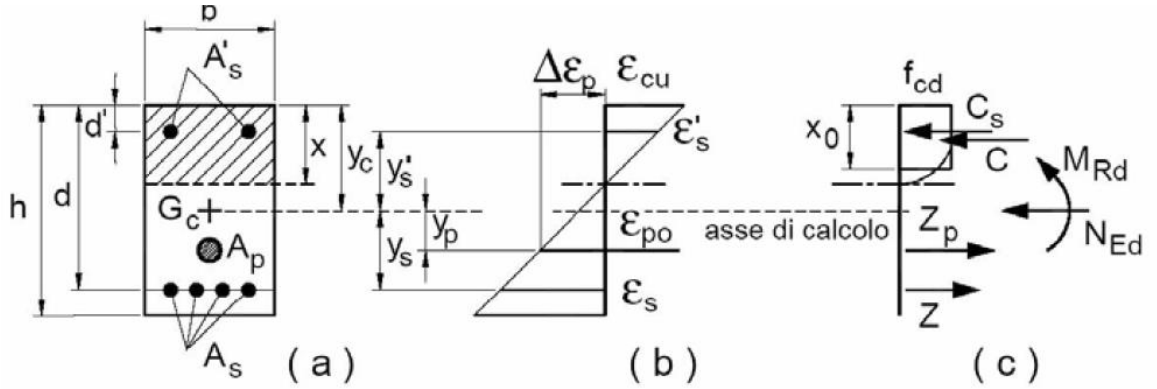
Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

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

11.2.1.1.3Dettagli per le verifiche

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata nella figura successiva, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base ai diagrammi di progetto dei materiali e le ipotesi di base riportati nei paragrafi, in accordo al § 4.1.2.3.4.2 delle NTC18.



11.2.1.2 SLU – Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

In accordo al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC18, la resistenza di progetto a taglio V_{Rd} di elementi strutturali non dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione dei meccanismi resistenti (modello a "pettine, ingranamento degli inerti, effetto spinotto, effetto dello sforzo assiale),.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

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

In accordo al § 4.1.2.3.5.2 delle NTC18, la resistenza di progetto a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti

$$1 \leq \cot\theta \leq 2.5$$

Con riferimento all'armatura trasversale la resistenza di progetto a taglio-trazione si calcola con:

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

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

$$V_{Rcd} = 0{,}9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c\, \nu \cdot f_{cd}\, (\mathrm{ctg}\alpha + \mathrm{ctg}\theta)/(1 + \mathrm{ctg}^2\,\theta)$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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

11.2.1.3 SLE – Stato limite di limitazione delle tensioni

In accordo al § 4.1.2.2.5 delle NTC18, valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alla combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

- in combinazione quasi permanente
  $\sigma_c \leq 0.45 * f_{ck}$
- in combinazione caratteristica (rara)
  $\sigma_s \leq 0.8 * f_{yk} = 0.8 * 450 = 360$ MPa
  $\sigma_c \leq 0.6 * f_{ck}$

Per la valutazione dello stato tensionale presente nelle sezioni di elementi monodimensionali e bidimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Relazione tensioni-deformazioni lineari sia per il calcestruzzo che per l'armatura di acciaio.

11.2.1.4 SLE – Ampiezza delle fessure

In accordo al § 4.1.2.2.4.5 delle NTC18 e della CNTC18, il valore caratteristico di ampiezza delle fessure (wk) non deve superare i valori nominali w1, w2, w3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV. delle NTC18.

L'ampiezza caratteristica delle fessure w_k è calcolata come 1.7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm}:

$$w_k = 1{,}7\ \varepsilon_{sm}\ \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} si utilizza il criterio indicato al C.4.1.2.2.4.5 della CNTC18.

11.2.2 **Elementi di acciaio**

Gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono:

- resistenza delle membrature a taglio;
- resistenza delle membrature a flessione monoassiale;

In condizioni di esercizio, si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- spostamenti laterali;

la resistenza delle membrature è valutata con uno dei metodi indicati al § 4.2.3.2 delle NTC18, in base alla classe delle sezioni individuata secondo i criteri del § 4.2.3.1 delle NTC18 medesime.

11.2.2.1 SLU – Resistenza delle membrature a taglio

In accordo al § 4.2.4.1.2.4 delle NTC18, la resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove A_v è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2\,b\,t_f + (t_w + 2\,r)\,t_f$$

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A/\pi$$

11.2.2.2 SLU – Resistenza delle membrature a flessione monoassiale

In accordo al § 4.2.4.1.2.3 delle NTC18, la resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2;}$$

in cui W_{pl} rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 3;}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 4;}$$

12 VERIFICHE PER AZIONI ANTROPICHE, AMBIENTALI E SISMICHE

12.1 OPERE DI SOSTEGNO

12.1.1 Sezione tipo 8-9

12.1.1.1 SLU – Verifiche di resistenza

Si illustrano, distintamente per tutte le parti d'opera e gli elementi che le compongono, le verifiche di sicurezza secondo i criteri definiti nel § 11.I materiali impiegati e loro caratteristiche ai fini della valutazione della sicurezza sono descritti nel § 4. Le verifiche di resistenza, sia nei confronti di sollecitazioni taglianti che flettenti, sono condotte trascurando il contributo del calcestruzzo. I risultati sono riportati in forma grafica in termini di rapporto di sfruttamento (domanda/capacità).

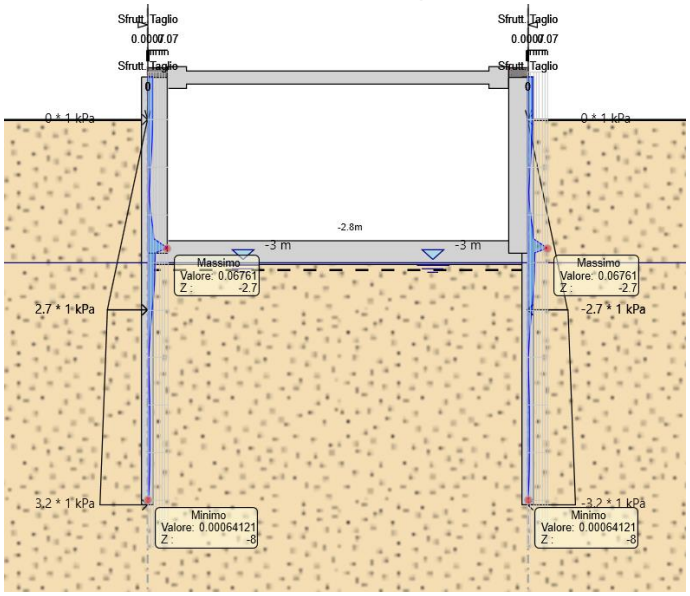


Figura 12-1 – Inviluppo dei rapporti di sfruttamento per taglio

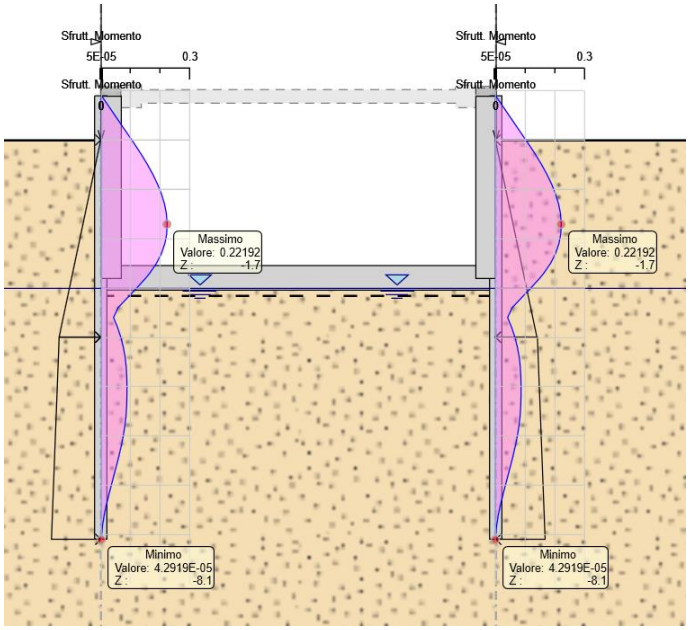


Figura 12-2 – Inviluppo dei rapporti di sfruttamento per momento flettente

Di seguito si riporta sinteticamente la verifica di instabilità condotta sui puntoni per tutti gli stage costruttivi.

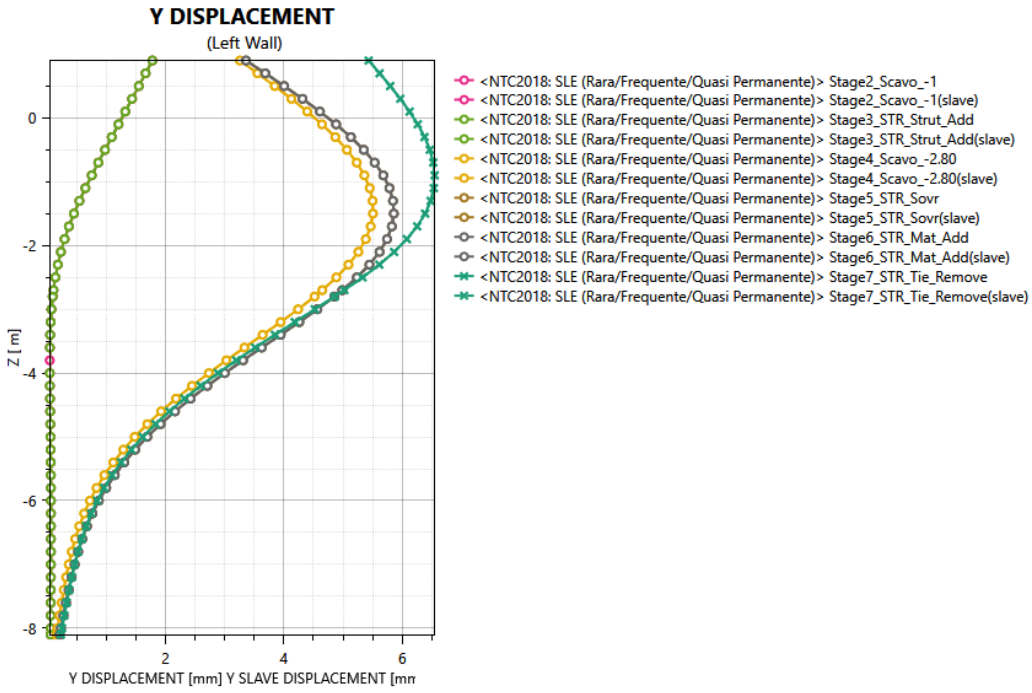
Puntone	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	Lunghezza (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfruttamento Momento	Sfruttamento Taglio	Instabilità	λ y	λ z	λ lateral
Strut	HE 240A	S275	5	8	NTC2018: A	Stage3_STR	-0.00043191	-0.0021596	0	0.008	0	81	139	0
Strut	HE 240A	S275	5	8	NTC2018: A	Stage4_Scav	-15.831	-79.157	0.057	0.008	0.193	81	139	0
Strut	HE 240A	S275	5	8	NTC2018: A	Stage5_STR	-16.796	-83.981	0.061	0.008	0.205	81	139	0
Strut	HE 240A	S275	5	8	NTC2018: A	Stage6_STR	-16.797	-83.987	0.061	0.008	0.205	81	139	0

Figura 12-3 – Rapporti di sfruttamento dei puntoni

12.1.1.2 SLE – Verifiche di esercizio

La verifica in condizioni di esercizio è condotta controllando che la deformazione della paratia sia compatibile con i requisiti di progetto. Le deformazioni delle paratie sono rappresentate dagli spostamenti orizzontali ricavati come inviluppo tra le combinazioni SER, SEF, SEQ. Si assume come spostamento limite il 0.005*H dove H rappresenta l'altezza totale della paratia (altezza fuori terra + altezza infissa). Poiché la lunghezza totale della paratia risulta di 9000 mm si ricava:

$$\delta_{lim} = 0.005*H = 0.005*9000mm = 45\ mm$$



Dall'analisi si ottiene un spostamento massimo δ_{max} pari a 6.5 mm circa. Poiché $\delta_{max} < \delta_{lim}$, la **verifica è soddisfatta**.

12.1.2 **Sezione tipo 2-3-4-5-7**

12.1.2.1 SLU – Verifiche di resistenza

Si illustrano, distintamente per tutte le parti d'opera e gli elementi che le compongono, le verifiche di sicurezza secondo i criteri definiti nel § 11.I materiali impiegati e loro caratteristiche ai fini della valutazione della sicurezza sono descritti nel § 4. Le verifiche di resistenza, sia nei confronti di sollecitazioni taglianti che flettenti, sono condotte trascurando il contributo del calcestruzzo. I risultati sono riportati in forma grafica in termini di rapporto di sfruttamento (domanda/capacità).

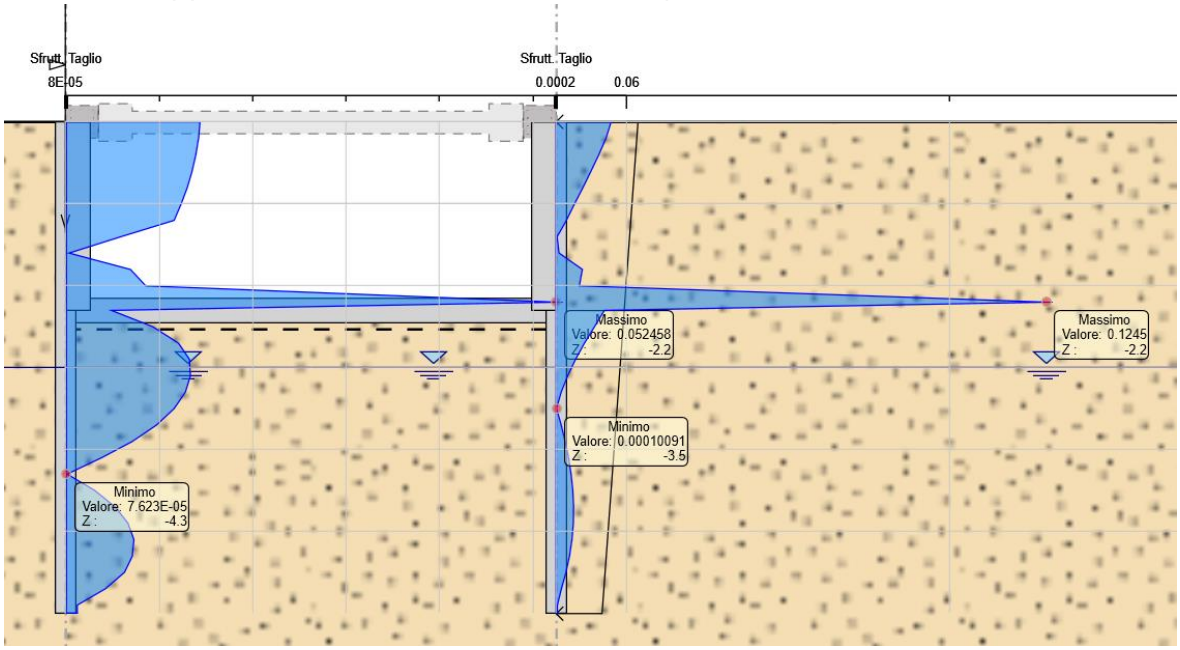


Figura 12-4 – Inviluppo dei rapporti di sfruttamento per taglio

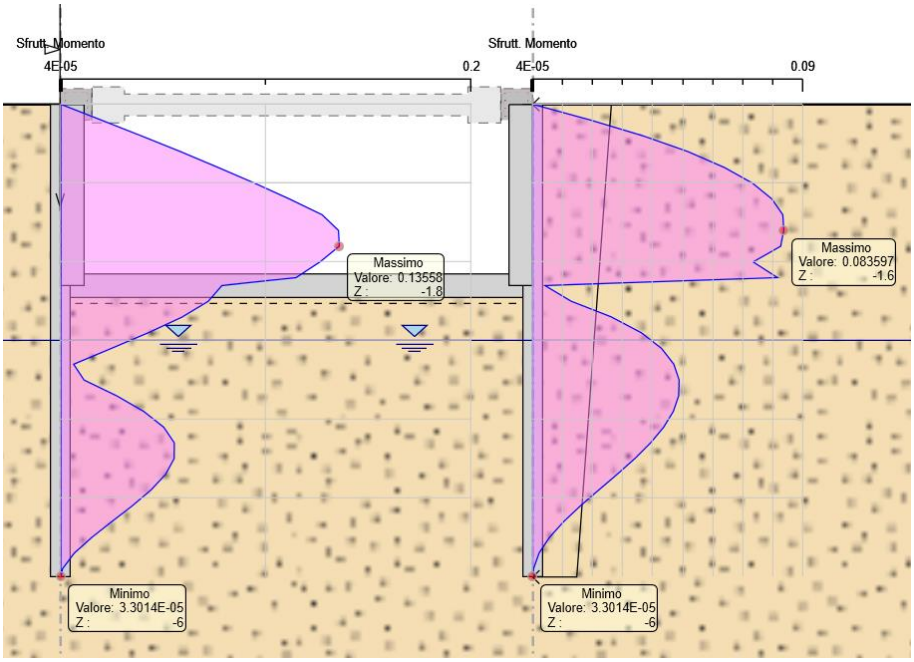


Figura 12-5 – Inviluppo dei rapporti di sfruttamento per momento flettente

Di seguito si riporta sinteticamente la verifica di instabilità condotta sui puntoni per tutti gli stage costruttivi.

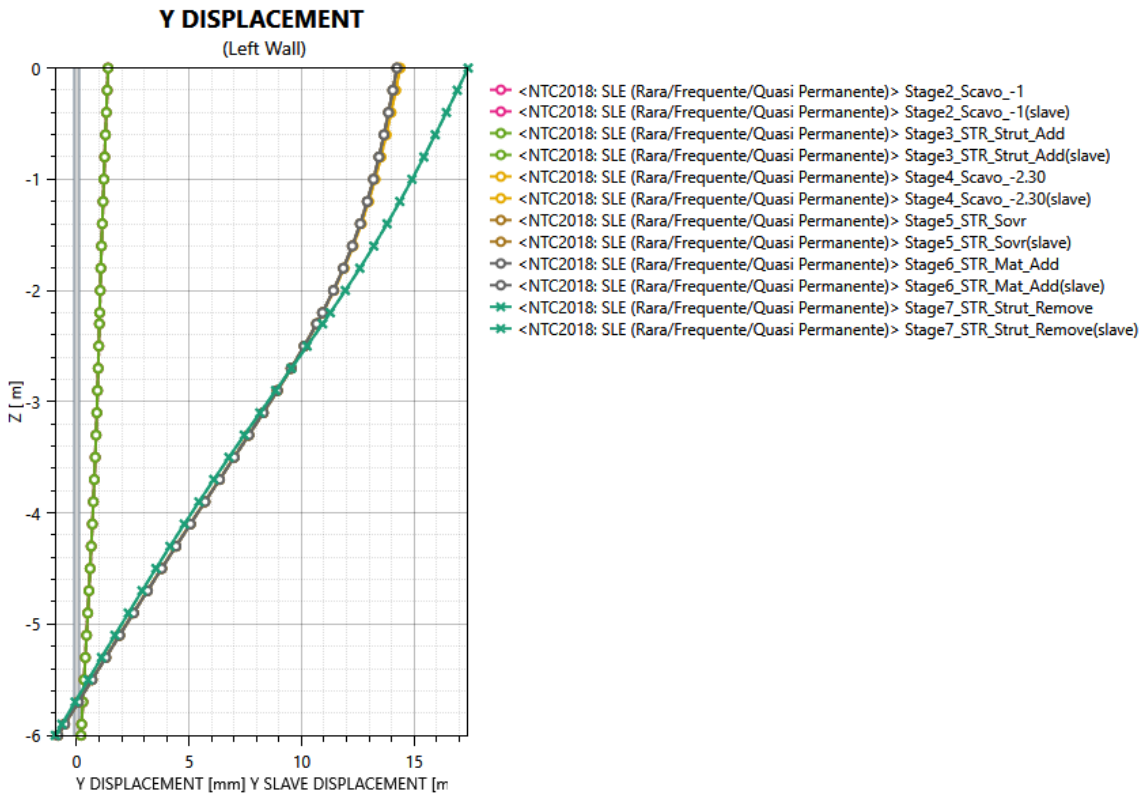
Puntone	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	Lunghezza (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfruttamento Momento	Sfruttamento Taglio	Instabilità	λ y	λ z	λ lateral
Strut	HE 240A	S275	5	6	NTC2018: A.	Stage3_STR_	-0.00059687	-0.0029843	0	0.006	0	61	104	0
Strut	HE 240A	S275	5	6	NTC2018: A.	Stage4_Scav	-43.353	-216.77	0.157	0.006	0.35	61	104	0
Strut	HE 240A	S275	5	6	NTC2018: A.	Stage5_STR_	-44.352	-221.76	0.161	0.006	0.358	61	104	0
Strut	HE 240A	S275	5	6	NTC2018: A.	Stage6_STR_	-44.352	-221.76	0.161	0.006	0.358	61	104	0

Figura 12-6 – Rapporti di sfruttamento dei puntoni

12.1.2.2 SLE – Verifiche di esercizio

La verifica in condizioni di esercizio è condotta controllando che la deformazione della paratia sia compatibile con i requisiti di progetto. Le deformazioni delle paratie sono rappresentate dagli spostamenti orizzontali ricavati come inviluppo tra le combinazioni SER, SEF, SEQ. Si assume come spostamento limite il 0.005*H dove H rappresenta l'altezza totale della paratia (altezza fuori terra + altezza infissa). Poiché la lunghezza totale della paratia risulta di 9000 mm si ricava:

$$\delta_{lim} = 0.005*H = 0.005*6000mm = 30\ mm$$



Dall'analisi si ottiene un spostamento massimo δ_{max} pari a 17 mm circa. Poiché $\delta_{max} < \delta_{lim}$, la **verifica è soddisfatta**.

12.1.3 **Sezione tipo 6**

12.1.3.1 SLU – Verifiche di resistenza

Si illustrano, distintamente per tutte le parti d'opera e gli elementi che le compongono, le verifiche di sicurezza secondo i criteri definiti nel § 11.I materiali impiegati e loro caratteristiche ai fini della valutazione della sicurezza sono descritti nel § 4. Le verifiche di resistenza, sia nei confronti di sollecitazioni taglianti che flettenti, sono condotte trascurando il contributo del calcestruzzo. I risultati sono riportati in forma grafica in termini di rapporto di sfruttamento (domanda/capacità).

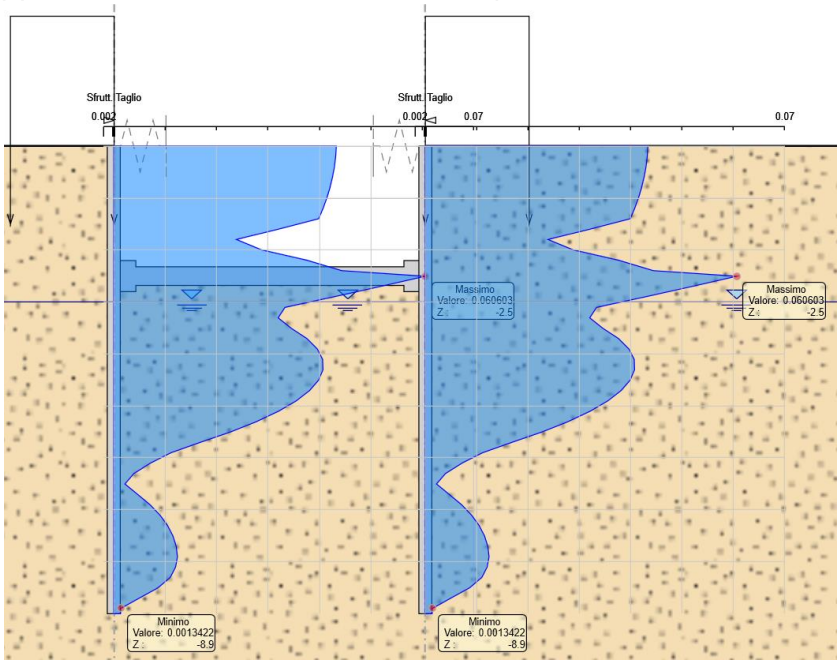


Figura 12-7 – Inviluppo dei rapporti di sfruttamento per taglio

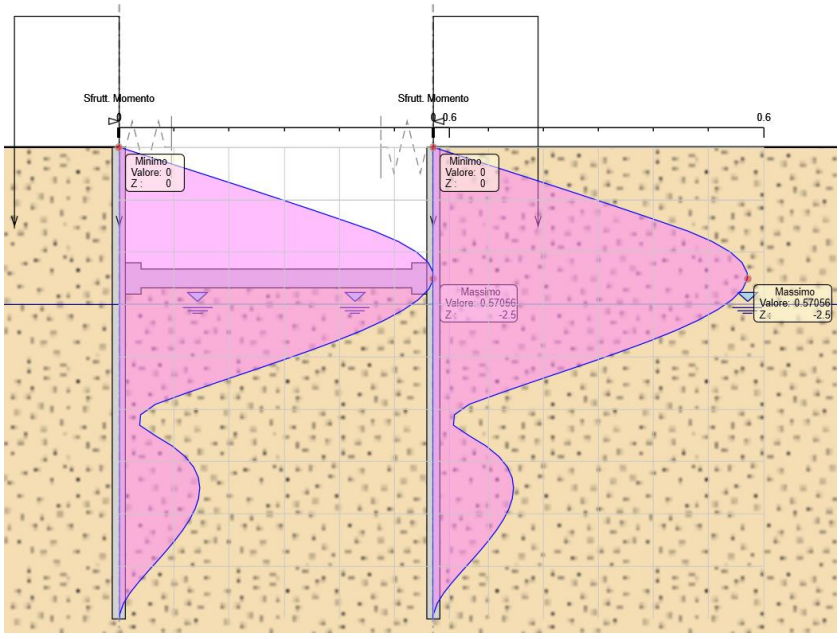
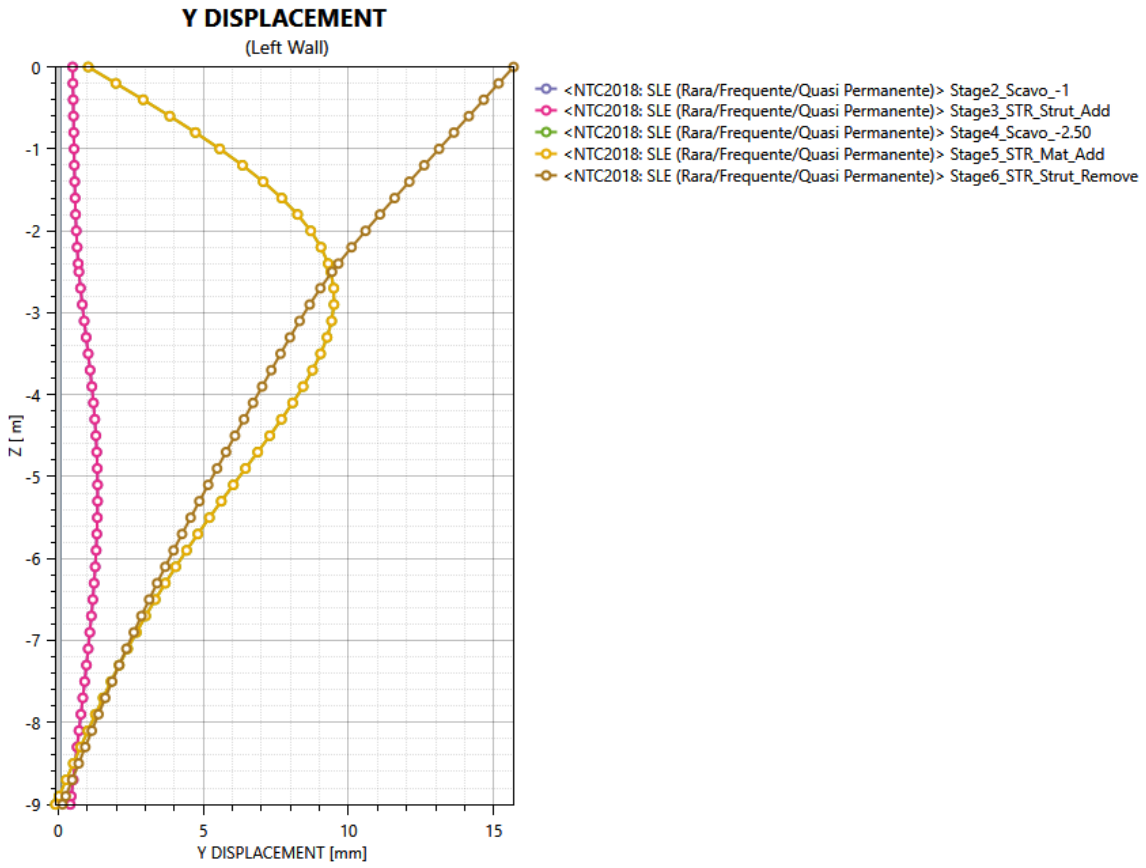


Figura 12-8 – Inviluppo dei rapporti di sfruttamento per momento flettente

12.1.3.2 SLE – Verifiche di esercizio

La verifica in condizioni di esercizio è condotta controllando che la deformazione della paratia sia compatibile con i requisiti di progetto. Le deformazioni delle paratie sono rappresentate dagli spostamenti orizzontali ricavati come inviluppo tra le combinazioni SER, SEF, SEQ. Si assume come spostamento limite il 0.005*H dove H rappresenta l'altezza totale della paratia (altezza fuori terra + altezza infissa). Poiché la lunghezza totale della paratia risulta di 9000 mm si ricava:

$$\delta_{lim} = 0.005*H = 0.005*9000mm = 45\ mm$$



Dall'analisi si ottiene un spostamento massimo δ_{max} pari a 16 mm circa. Poiché $\delta_{max} < \delta_{lim}$, la **verifica è soddisfatta**.

12.2 SCATOLARE

Si illustrano, distintamente per tutte le parti d'opera e gli elementi che le compongono, le verifiche di sicurezza secondo i criteri definiti nel § 11.

I materiali impiegati e loro caratteristiche ai fini della valutazione della sicurezza sono descritti nel § 4. Le sezioni di verifica a cui si farà riferimento nel seguito sono indicate nel § 10.

Le verifiche sono condotte considerando l'armatura disposta su una striscia di un metro di scatolare. Gli elementi strutturali sono armati come indicato nelle seguenti tabelle.

12.2.1 **Sezione tipo 8-9**

Nel seguito si riportano le armature adottate per la platea, le pareti e la soletta.

Indichiamo le sezioni di verifica nel seguente modo:

- S01-S04-S07 sezione di estremità nodo i
- S02-S05-S08 sezione di estremità nodo j
- S03-S06-S09 sezione di mezzeria nodo M

ARMATURE ELEMENTI STRUTTURALI: SOLETTA

	Arm. a flessione						Arm. a taglio			
Sezione	øsup	nr øsup	As,sup	øinf	nr øinf	As,inf	tipo	øst/fp	nr st/fp	Ast/Afp
[-]	[mm]	[-]	[cm2]	[mm]	[-]	[cm2]	[-]	[mm]	[-]	[cm2]
S01	26	5	26.5	26	5	26.5	fp	12	5	5.65
S02	26	5	26.5	26	5	26.5	fp	12	5	5.65
S03	26	5	26.5	26	5	26.5	-			
S03	-	-	-	16	5	10.1	-			

ARMATURE ELEMENTI STRUTTURALI: PLATEA

	Arm. a flessione						Arm. a taglio			
Sezione	øsup	nr øsup	As,sup	øinf	nr øinf	As,inf	tipo	øst/fp	nr st/fp	Ast/Afp
[-]	[mm]	[-]	[cm2]	[mm]	[-]	[cm2]	[-]	[mm]	[-]	[cm2]
S04	26	5	26.5	26	5	26.5	fp	12	5	5.65
S05	26	5	26.5	26	5	26.5	fp	12	5	5.65
S06	26	5	26.5	26	5	26.5	-			
S06	16	5	10.1	-	-	-	-			

ARMATURE ELEMENTI STRUTTURALI: PARETI

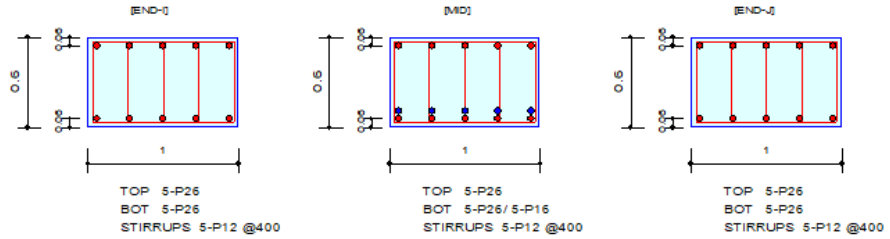
	Arm. a flessione						Arm. a taglio			
Sezione	øext	nr øext	As,ext	øint	nr øint	As,int	tipo	øst/fp	nr st/fp	Ast/Afp
[-]	[mm]	[-]	[cm2]	[mm]	[-]	[cm2]	[-]	[mm]	[-]	[cm2]
S07	26	5	26.5	20	5	15.7				
S08	26	5	26.5	20	5	15.7				
S09	26	5	26.5	20	5	15.7				

12.2.1.1 SLU – Verifiche di resistenza

12.2.1.1.1Soletta

1. Design Information

Member Number	2001		
Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	R_100x60 (No : 1)	Beam Span	8.5m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3	3	3
Moment (M_Ed)	450.28	115.71	462.83
Factored Strength (M_Rd)	531.11	537.84	531.11
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8478	0.2151	0.8714
Neutral Axis (x/d)	0.1113	0.1279	0.1113
(+) Load Combination No.	4	3	3
Moment (M_Ed)	332.14	688.05	301.75
Factored Strength (M_Rd)	531.11	700.96	531.11
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.6254	0.9816	0.5682
Neutral Axis (x/d)	0.1113	0.1309	0.1113
Using Rebar Top (As_top)	0.0027	0.0027	0.0027
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0027	0.0037	0.0027

3. Shear Capacity

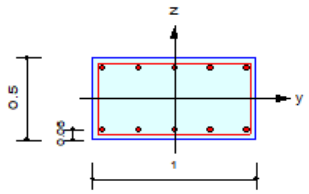
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	4
Factored Shear Force (V_Ed)	240.75	241.71	233.41
V_Rdc	261.19	287.36	261.19
V_Rds	664.86	648.97	664.86
V_Rdmax	1800.55	1757.52	1800.55
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0014	0.0014	0.0014
Using Stirrups Spacing	5-P12 @400	5-P12 @400	5-P12 @400
V_Ed / V_Rdc	0.9217	0.8411	0.8936
V_Ed / min(V_Rds, V_Rdmax)	0.3621	0.3724	0.3511
Check Ratio	0.9217	0.8411	0.8936

Le armature a taglio devono essere inserite fino ad una distanza dalle estremità di 2.50 m. tra queste due zone le armature a taglio non sono necessarie e quindi la resistenza è pari V_Rdc.

12.2.1.1.2 Pareti

1. Design Condition

Design Code	: Eurocode2:04 & NTC2018	UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number	: 11002 (PM), 11001, 11002 (Shear-y,z)	
Material Data	: fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa	
Column Height	: 2.7 m	
Section Property	: R_100x50 (No : 2)	
Rebar Pattern	: 10 - 2 - P26	Ast = 0.00531 m^2 (Rhost = 0.011)

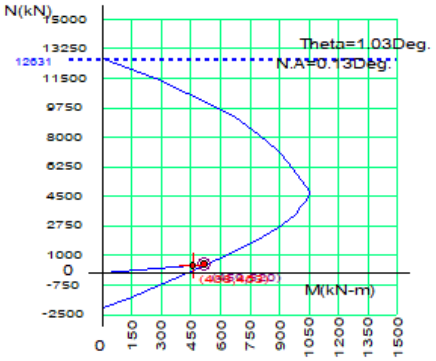


2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 3 (Pos : J)

Concentric Max. Axial Load	N_Rdmax	= 12631.2 kN	
Axial Load Ratio	N_Ed / N_Rd	= 407.775 / 458.716	= 0.889 < 1.000 ..... O.K
Moment Ratio	M_Ed / M_Rd	= 462.901 / 520.309	= 0.890 < 1.000 ..... O.K
	M_Edy / M_Rdy	= 462.829 / 520.224	= 0.890 < 1.000 ..... O.K
	M_Edz / M_Rdz	= 8.15550 / 9.39688	= 0.868 < 1.000 ..... O.K

M-N Interaction Diagram



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-m)
12631.21	0.00
10678.91	430.64
9170.02	673.37
7767.27	838.31
6500.23	947.43
5442.52	1018.02
4822.27	1053.98
4486.63	1044.65
3884.57	1012.26
3104.93	945.07
2122.40	817.41
280.36	486.05
-2077.83	0.00

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 21, POS : J)	z (LCB : 4, POS : I)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	72.9988 kN
V_Ed / V_Rdc	0.00000 / 232.629 = 0.000	72.9988 / 273.977 = 0.266
V_Ed / V_Rds	0.00000 / 323.648 = 0.000	72.9988 / 151.495 = 0.482
V_Ed / V_Rdmax	0.00000 / 1567.15 = 0.000	72.9988 / 1467.12 = 0.050
Shear Ratio	0.000 < 1.000 ..... O.K	0.266 < 1.000 ..... O.K
Asw-H_use	0.00040 m^2/m, 2-P10 @400	0.00040 m^2/m, 2-P10 @400

[MIDDLE]	y (LCB : 21, POS : 1/2)	z (LCB : 4, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	56.0752 kN
V_Ed / V_Rdc	0.00000 / 235.009 = 0.000	56.0752 / 270.970 = 0.207
V_Ed / V_Rds	0.00000 / 323.648 = 0.000	56.0752 / 151.495 = 0.370
V_Ed / V_Rdmax	0.00000 / 1567.15 = 0.000	56.0752 / 1467.12 = 0.038
Shear Ratio	0.000 < 1.000 ..... O.K	0.207 < 1.000 ..... O.K
Asw-H_use	0.00040 m^2/m, 2-P10 @400	0.00040 m^2/m, 2-P10 @400

12.2.2 **Sezione tipo 2-3-5**

Nel seguito si riportano le armature adottate per la platea, le pareti e la soletta.

Indichiamo le sezioni di verifica nel seguente modo:

- S01-S04-S07 sezione di estremità nodo i
- S02-S05-S08 sezione di estremità nodo j
- S03-S06-S09 sezione di mezzeria nodo M

ARMATURE ELEMENTI STRUTTURALI: SOLETTA

	Arm. a flessione						Arm. a taglio			
Sezione	øsup	nr øsup	As,sup	øinf	nr øinf	As,inf	tipo	øst/fp	nr st/fp	Ast/Afp
[-]	[mm]	[-]	[cm2]	[mm]	[-]	[cm2]	[-]	[mm]	[-]	[cm2]
S01	26	7	37.2	26	7	37.2	fp	12	5	5.65
S02	26	7	37.2	26	7	37.2	fp	12	5	5.65
S03	26	7	37.2	26	7	37.2	-			
S03	-	-	-	16	7	14.1	-			

ARMATURE ELEMENTI STRUTTURALI: PLATEA

	Arm. a flessione						Arm. a taglio			
Sezione	øsup	nr øsup	As,sup	øinf	nr øinf	As,inf	tipo	øst/fp	nr st/fp	Ast/Afp
[-]	[mm]	[-]	[cm2]	[mm]	[-]	[cm2]	[-]	[mm]	[-]	[cm2]
S04	26	7	37.2	26	7	37.2	fp	12	5	5.65
S05	26	7	37.2	26	7	37.2	fp	12	5	5.65
S06	26	7	37.2	26	7	37.2	-			
S06	16	7	14.1	-	-	-				

ARMATURE ELEMENTI STRUTTURALI: PARETI

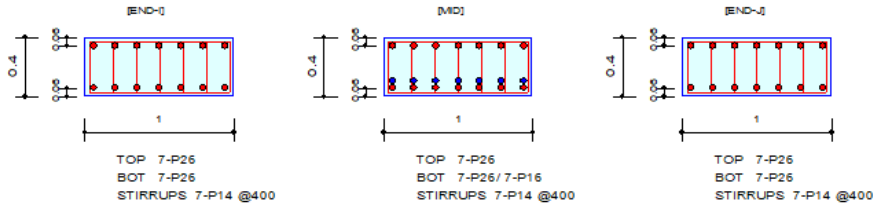
	Arm. a flessione						Arm. a taglio			
Sezione	øext	nr øext	As,ext	øint	nr øint	As,int	tipo	øst/fp	nr st/fp	Ast/Afp
[-]	[mm]	[-]	[cm2]	[mm]	[-]	[cm2]	[-]	[mm]	[-]	[cm2]
S07	26	7	37.2	20	5	15.7				
S08	26	7	37.2	20	5	15.7				
S09	26	7	37.2	20	5	15.7				

12.2.2.1 SLU – Verifiche di resistenza

12.2.2.1.1 Soletta

1. Design Information

Member Number	2001		
Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	R_100x40 (No : 1)	Beam Span	6.4m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3	3	3
Moment (M_Ed)	388.03	97.01	388.03
Factored Strength (M_Rd)	444.91	441.17	444.91
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8722	0.2199	0.8722
Neutral Axis (x/d)	0.1992	0.2236	0.1992
(+) Load Combination No.	4	3	3
Moment (M_Ed)	240.18	468.46	194.01
Factored Strength (M_Rd)	444.91	571.28	444.91
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.5398	0.8200	0.4361
Neutral Axis (x/d)	0.1992	0.2490	0.1992
Using Rebar Top (As_top)	0.0037	0.0037	0.0037
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0037	0.0051	0.0037

3. Shear Capacity

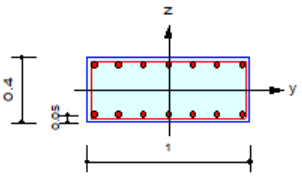
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	4	4	4
Factored Shear Force (V_Ed)	558.96	180.27	194.40
V_Rdc	235.78	257.90	235.78
V_Rds	798.70	768.39	798.70
V_Rdmax	1133.68	1090.65	1133.68
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0027	0.0027	0.0027
Using Stirrups Spacing	7-P14 @400	7-P14 @400	7-P14 @400
V_Ed / V_Rdc	2.3707	0.6990	0.8245
V_Ed / min(V_Rds, V_Rdmax)	0.6998	0.2346	0.2434
Check Ratio	0.6998	0.6990	0.8245

Le armature a taglio devono essere inserite fino ad una distanza dalle estremità di 2.50 m. tra queste due zone le armature a taglio non sono necessarie e quindi la resistenza è pari V_Rdc.

12.2.2.1.2 Pareti

1. Design Condition

Design Code	: Eurocode2:04 & NTC2018	UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number	: 11001 (PM), 11001 (Shear)	
Material Data	: fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa	
Column Height	: 2.4 m	
Section Property	: R_100x40 (No : 1)	
Rebar Pattern	: 14 - 2 - P26	Ast = 0.007434 m^2 (Rhost = 0.019)

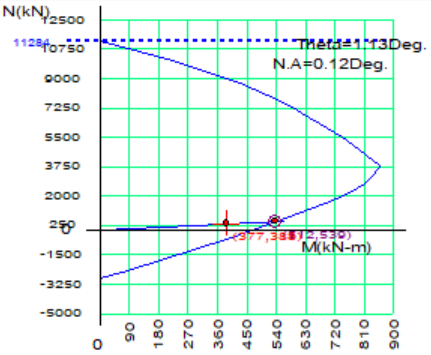


2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 3 (Pos : J)

Concentric Max. Axial Load	N_Rdmax	= 11283.7 kN	
Axial Load Ratio	N_Ed / N_Rd	= 376.680 / 511.532	= 0.736 < 1.000 ..... O.K
Moment Ratio	M_Ed / M_Rd	= 388.103 / 539.377	= 0.720 < 1.000 ..... O.K
	M_Edy / M_Rdy	= 388.030 / 539.272	= 0.720 < 1.000 ..... O.K
	M_Edz / M_Rdz	= 7.53360 / 10.6731	= 0.706 < 1.000 ..... O.K

M-N Interaction Diagram



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-m)
11283.70	0.00
9388.72	334.69
8033.19	511.53
6735.86	642.14
5523.62	740.27
4474.95	814.34
3841.94	856.93
3568.73	851.60
3089.31	830.53
2468.49	787.23
1589.45	691.06
-412.25	400.72
-2908.96	0.00

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 21, POS : J)	z (LCB : 21, POS : I)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	67.7431 kN
V_Ed / V_Rdc	0.00000 / 221.101 = 0.000	67.7431 / 258.403 = 0.262
V_Ed / V_Rds	0.00000 / 654.182 = 0.000	67.7431 / 241.014 = 0.281
V_Ed / V_Rdmax	0.00000 / 1267.06 = 0.000	67.7431 / 1167.03 = 0.058
Shear Ratio	0.000 < 1.000 ..... O.K	0.262 < 1.000 ..... O.K
Asw-H_use	0.00079 m^2/m, 2-P10 @200	0.00079 m^2/m, 2-P10 @200

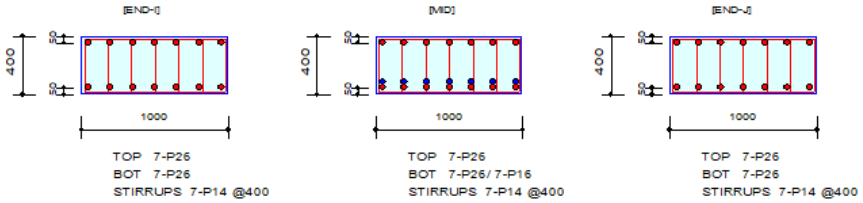
[MIDDLE]	y (LCB : 21, POS : 1/2)	z (LCB : 1, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	46.6189 kN
V_Ed / V_Rdc	0.00000 / 222.811 = 0.000	46.6189 / 277.295 = 0.168
V_Ed / V_Rds	0.00000 / 654.182 = 0.000	46.6189 / 241.014 = 0.193
V_Ed / V_Rdmax	0.00000 / 1267.06 = 0.000	46.6189 / 1167.03 = 0.040
Shear Ratio	0.000 < 1.000 ..... O.K	0.168 < 1.000 ..... O.K
Asw-H_use	0.00079 m^2/m, 2-P10 @200	0.00079 m^2/m, 2-P10 @200

12.2.2.2SLE – Verifiche di esercizio

12.2.2.2.1 Soletta

1. Design Information

Member Number	2001		
Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	N, mm
Material Data	fck = 32, fyk = 450, fyw = 450 MPa		
Section Property	R_100x40 (No : 1)	Beam Span	6400mm



2. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	8(C)	8(C)	15(F)	15(F)	8(C)	8(C)
Stress(s)	15.68	243.65	0.00	0.00	15.68	243.65
Allowable Stress(sa)	19.20	360.00	0.00	0.00	19.20	360.00
Stress Ratio(s/sa)	0.8165	0.6768	0.0000	0.0000	0.8165	0.6768
(+) Load Combination No.	7(C)	7(C)	8(C)	8(C)	8(C)	8(C)
Stress(s)	8.33	129.43	17.90	225.11	3.38	30.44
Allowable Stress(sa)	19.20	360.00	19.20	360.00	19.20	360.00
Stress Ratio(s/sa)	0.4337	0.3595	0.9320	0.6253	0.1762	0.0845

3. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	0(-)	0(-)	0(-)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0000	0.0000
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	0(-)	0(-)	0(-)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0000	0.0000
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

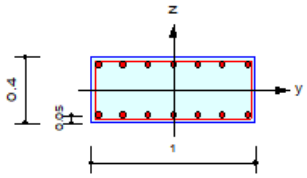
4. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	13(F)	15(F)	13(F)
Crack Width(w)	0.15	0.00	0.15
Allowable Crack Width(wa)	0.30	0.00	0.30
Check Ratio(w/wa)	0.5104	0.0000	0.5104
(+) Load Combination No.	14(F)	13(F)	13(F)
Crack Width(w)	0.08	0.13	0.02
Allowable Crack Width(wa)	0.30	0.30	0.30
Check Ratio(w/wa)	0.2718	0.4353	0.0552

12.2.2.2.2 Pareti

1. Design Condition

Design Code	: Eurocode2:04 & NTC2018	UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number	: 11001 (PM), 11001 (Shear)	
Material Data	: fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa	
Column Height	: 2.4 m	
Section Property	: R_100x40 (No : 1)	
Rebar Pattern	: 14 - 2 - P26	Ast = 0.007434 m^2 (Rhost = 0.019)



4. Serviceability : Stress Limit Check

	Conc.(Tens.)	Conc.(Comp.)	Conc.(Comp.)(QP)	Rebar
Load Combination	8(C)	8(C)	-	8(C)
Stress(s)	-7376.30	8522.14	0.00	64643.80
Allowable Stress(sa)	3628.57	19200.00	0.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	Cracked Section	Cracked Section	Cracked Section	Cracked Section
Check Linear Creep			*****	

Le sollecitazioni sono tali da provocare il superamento della tensione limite di apertura delle fessure nelle porzioni di sezione in cui il calcestruzzo risulta teso. Nella figura precedente, il termine "Cracked Section" indica l'apertura delle fessure tuttavia la loro ampiezza risulta piccola.

13 VERIFICA DEL SISTEMA DI FONDAZIONE

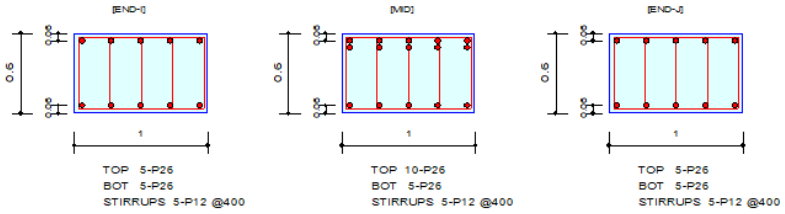
Si riportano le verifiche strutturali condotte sul sistema di fondazione dello scatolare costituito dalla platea. Le verifiche strutturali sono analoghe a quelle riportate nei capitoli precedenti per gli altri elementi.

13.1 SEZIONE TIPO 8-9

13.1.1 SLU – Verifiche di resistenza

1. Design Information

Member Number	1001		
Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	R_100x60 (No : 1)	Beam Span	8.5m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	4	3	3
Moment (M_Ed)	370.29	512.22	301.00
Factored Strength (M_Rd)	531.11	973.72	531.11
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.6972	0.5260	0.5667
Neutral Axis (x/d)	0.1113	0.1729	0.1113
(+) Load Combination No.	4	17	3
Moment (M_Ed)	453.96	7.28	391.94
Factored Strength (M_Rd)	531.11	543.24	531.11
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8547	0.0134	0.7380
Neutral Axis (x/d)	0.1113	0.1467	0.1113
Using Rebar Top (As_top)	0.0027	0.0053	0.0027
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0027	0.0027	0.0027

3. Shear Capacity

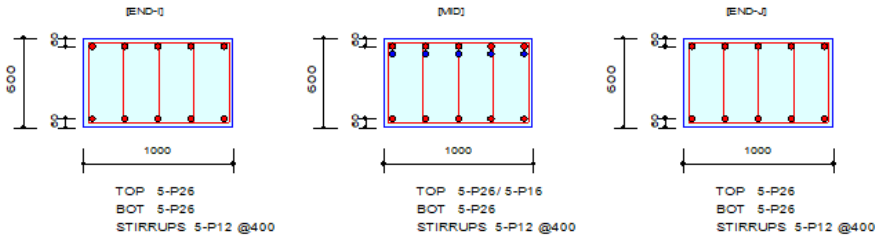
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	4	5
Factored Shear Force (V_Ed)	240.75	216.11	185.81
V_Rdc	261.19	321.44	261.19
V_Rds	664.86	632.85	664.86
V_Rdmax	1800.55	1713.86	1800.55
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0014	0.0014	0.0014
Using Stirrups Spacing	5-P12 @400	5-P12 @400	5-P12 @400
V_Ed / V_Rdc	0.9217	0.6723	0.7114
V_Ed / min(V_Rds, V_Rdmax)	0.3621	0.3415	0.2795
Check Ratio	0.9217	0.6723	0.7114

Le armature a taglio devono essere inserite fino ad una distanza dalle estremità di 2.50 m. tra queste due zone le armature a taglio non sono necessarie e quindi la resistenza è pari V_Rdc.

13.1.2 **SLE – Verifiche di esercizio**

1. Design Information

Member Number	1001		
Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	N, mm
Material Data	fck = 32, fyk = 450, fyw = 450 MPa		
Section Property	R_100x60 (No : 1)	Beam Span	8500mm



2. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	14(F)	14(F)	8(C)	8(C)	8(C)	8(C)
Stress(s)	6.98	161.98	11.09	211.86	7.15	165.70
Allowable Stress(sa)	19.20	360.00	19.20	360.00	19.20	360.00
Stress Ratio(s/sa)	0.3638	0.4500	0.5776	0.5885	0.3721	0.4603
(+) Load Combination No.	8(C)	8(C)	15(F)	15(F)	8(C)	8(C)
Stress(s)	9.00	208.73	0.00	0.00	9.30	215.72
Allowable Stress(sa)	19.20	360.00	0.00	0.00	19.20	360.00
Stress Ratio(s/sa)	0.4688	0.5798	0.0000	0.0000	0.4845	0.5992

3. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	0(-)	0(-)	0(-)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0000	0.0000
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	0(-)	0(-)	0(-)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0000	0.0000
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

4. Crack Control

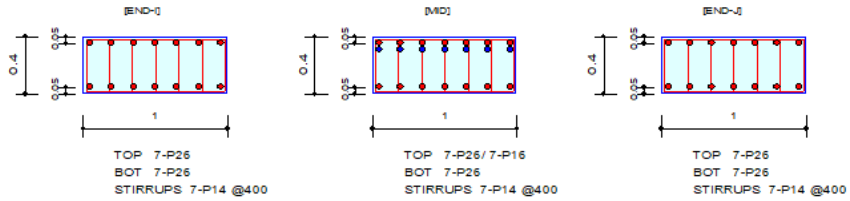
	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	14(F)	13(F)	13(F)
Crack Width(w)	0.20	0.17	0.03
Allowable Crack Width(wa)	0.30	0.30	0.30
Check Ratio(w/wa)	0.6633	0.5755	0.0976
(+) Load Combination No.	14(F)	15(F)	13(F)
Crack Width(w)	0.25	0.00	0.22
Allowable Crack Width(wa)	0.30	0.00	0.30
Check Ratio(w/wa)	0.8287	0.0000	0.7226

13.2 SEZIONE TIPO 2-3-5

13.2.1 SLU – Verifiche di resistenza

1. Design Information

Member Number	1001		
Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	R_100x40 (No : 1)	Beam Span	6.4m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	4	3	3
Moment (M_Ed)	235.51	328.13	174.19
Factored Strength (M_Rd)	460.94	597.14	460.94
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.5109	0.5495	0.3779
Neutral Axis (x/d)	0.1709	0.2168	0.1709
(+) Load Combination No.	4	17	3
Moment (M_Ed)	368.76	14.93	304.23
Factored Strength (M_Rd)	460.94	458.58	460.94
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8000	0.0326	0.6600
Neutral Axis (x/d)	0.1709	0.1953	0.1709
Using Rebar Top (As_top)	0.0037	0.0051	0.0037
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0037	0.0037	0.0037

3. Shear Capacity

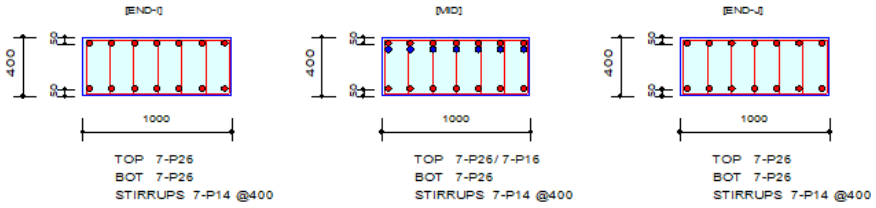
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	4	4	4
Factored Shear Force (V_Ed)	591.36	200.49	226.80
V_Rdc	238.88	261.40	238.88
V_Rds	822.19	791.88	822.19
V_Rdmax	1167.03	1123.99	1167.03
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0027	0.0027	0.0027
Using Stirrups Spacing	7-P14 @400	7-P14 @400	7-P14 @400
V_Ed / V_Rdc	2.4755	0.7670	0.9494
V_Ed / min(V_Rds, V_Rdmax)	0.7192	0.2532	0.2759
Check Ratio	0.7192	0.7670	0.9494

Le armature a taglio devono essere inserite fino ad una distanza dalle estremità di 2.50 m. tra queste due zone le armature a taglio non sono necessarie e quindi la resistenza è pari V_Rdc.

13.2.2 **SLE – Verifiche di esercizio**

1. Design Information

Member Number	1001		
Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	N, mm
Material Data	fck = 32, fyk = 450, fyw = 450 MPa		
Section Property	R_100x40 (No : 1)	Beam Span	6400mm



2. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	7(C)	7(C)	8(C)	8(C)	8(C)	8(C)
Stress(s)	7.82	121.50	12.50	157.25	3.56	32.05
Allowable Stress(sa)	19.20	360.00	19.20	360.00	19.20	360.00
Stress Ratio(s/sa)	0.4071	0.3375	0.6511	0.4368	0.1856	0.0890
(+) Load Combination No.	8(C)	8(C)	15(F)	15(F)	8(C)	8(C)
Stress(s)	12.27	190.66	0.00	0.00	12.27	190.66
Allowable Stress(sa)	19.20	360.00	0.00	0.00	19.20	360.00
Stress Ratio(s/sa)	0.6389	0.5296	0.0000	0.0000	0.6389	0.5296

3. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	0(-)	0(-)	0(-)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0000	0.0000
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	0(-)	0(-)	0(-)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0000	0.0000
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

4. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	14(F)	13(F)	13(F)
Crack Width(w)	0.08	0.08	0.02
Allowable Crack Width(wa)	0.30	0.30	0.30
Check Ratio(w/wa)	0.2696	0.2720	0.0589
(+) Load Combination No.	14(F)	15(F)	13(F)
Crack Width(w)	0.15	0.00	0.11
Allowable Crack Width(wa)	0.30	0.00	0.30
Check Ratio(w/wa)	0.4930	0.0000	0.3723