



PROLUNGAMENTO DELLA S.S. n° 9 "TANGENZIALE NORD di REGGIO EMILIA" NEL TRATTO DA S. PROSPERO STRINATI A CORTE TEGGE

PROGETTO DEFINITIVO

COORDINAMENTO GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

 **COMUNE DI REGGIO EMILIA**
ing. David Zilioli - Dirig. U.diP. Area Nord

IL PROGETTISTA:

dott. ing. Andrea Burchi
Ordine Ingegneri di Bologna n° 7927A



GRUPPO DI PROGETTAZIONE:


SITECO
ing. Andrea Burchi

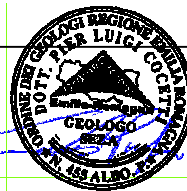
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

dott. ing. Rodolfo Biondi
Ordine Ingegneri di Modena n° 1256



IL GEOLOGO:

dott. geol. Pier Luigi Cocetti
Ordine Geologi della Regione Emilia Romagna n° 455



PROGETTISTA

dott. ing. Andrea Burchi
Ordine Ingegneri di Bologna n° 7927A


VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

ing. Angela Maria Carbone

VISTO: IL RESPONSABILE
UNITA' DEL COORDINAMENTO

ing. Nicola Dinnella

PROTOCOLLO

DATA

15_OPERE STRUTTURALI ST01 – SOTTOVIA RETE DUE RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

COBO27

D

1101

NOME FILE

15.42 T00ST01STRRE01A.DWG

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

T00ST01STRRE01

A

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	EMISSIONE	settembre 2013	ing. S. Venturelli	ing. A. Frascari	ing. A. Burchi
C					
B					

1	DESCRIZIONE GENERALE	3
2	NORMATIVA E RIFERIMENTI	4
	2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche	4
	2.2 Altri documenti	5
3	CRITERI DI CALCOLO	6
	3.1 Criteri e definizione dell'azione sismica	6
	3.2 Combinazioni di carico	9
	3.2.1 <i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i>	9
	3.2.2 <i>Combinazioni per la verifica allo SLE</i>	10
	3.2.3 <i>Combinazioni per la condizione sismica</i>	10
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
	4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni	11
	4.2 Conglomerato cementizio per fondazioni	11
	4.3 Conglomerato cementizio per elevazioni	11
	4.4 Acciaio per cemento armato	12
5	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	13
	5.1 Copriferro minimo e copriferro nominale	14
6	PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE	15
7	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	17
	7.1 Programmi di calcolo utilizzato	18
	7.2 Modellazione adottata	18
	7.3 Condizioni di carico elementari	20
	7.3.1 <i>Peso proprio e carichi permanenti portati</i>	20
	7.3.2 <i>Spinta del terreno nelle verifiche strutturali</i>	20
	7.3.3 <i>Carico dell'acqua</i>	21
	7.3.4 <i>Carichi mobili verticali sulla soletta superiore</i>	22
	7.3.5 <i>Spinta del sovraccarico sul rilevato</i>	23
	7.3.6 <i>Frenatura</i>	25
	7.3.7 <i>Azioni termiche</i>	25
	7.3.8 <i>Azione sismica</i>	25
	7.4 Calcolo delle sollecitazioni	27
	7.5 Schemi di carico	29
	7.6 Risultati	36
8	VERIFICHE STRUTTURALI	38
	8.1 Soletta superiore	38
	8.2 Piedritti	42
	8.3 Soletta inferiore	45
	8.4 Verifiche geotecniche	48
	8.5 Verifica a galleggiamento	50

9	ANALISI DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO IN DIAFRAMMI	53
9.1	Modellazione di calcolo	53
9.2	Criteri di verifica	56
9.2.1	<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)</i>	<i>56</i>
9.2.1.1	VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE	56
9.2.1.2	VERIFICHE A TAGLIO	56
9.2.1.3	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	57
9.2.2	<i>Verifiche dei tiranti</i>	<i>58</i>
9.3	Metodologia d'intervento e fasi operative	60
9.4	Sollecitazioni sugli elementi strutturali	68
9.5	Verifiche degli elementi strutturali	72
9.5.1	<i>Sezione tipo 1</i>	<i>72</i>
9.5.2	<i>Sezione tipo 2</i>	<i>75</i>

1 DESCRIZIONE GENERALE

La presente relazione riguarda il sottovia ST01, denominato "Rete Due", di dimensioni in retto di 14,30x7,00m, previsto nell'ambito dei lavori inerenti il "Prolungamento della S.S. n°9 Tangenziale Nord di Reggio Emilia nel tratto da S. Prospero Strinati a Corte Tegge", in corrispondenza della pk. km 1+383.450 sulla sezione mediana.

Lo scatolare nasce con la funzione di dare continuità all'asse sud-nord che ha origine in via Hiroshima, prosegue sulla rotonda Rete Due e giunge a viale Bice Bertani Davoli. Tale sistemazione verrà interferita dalla tangenziale di progetto, pertanto occorre un sottovia di collegamento tra la rotonda posta a sud su Hiroshima e quella di progetto a nord, all'interno della quale verrà convogliata la viabilità esistente.

Longitudinalmente, il manufatto scatolare si sviluppa per una lunghezza di 75,00 m, come è possibile vedere dalla seguente immagine, suddiviso in conci di lunghezza inferiore ai 20 metri, al fine di evitare la nascita di fenomeni tensionali longitudinali.

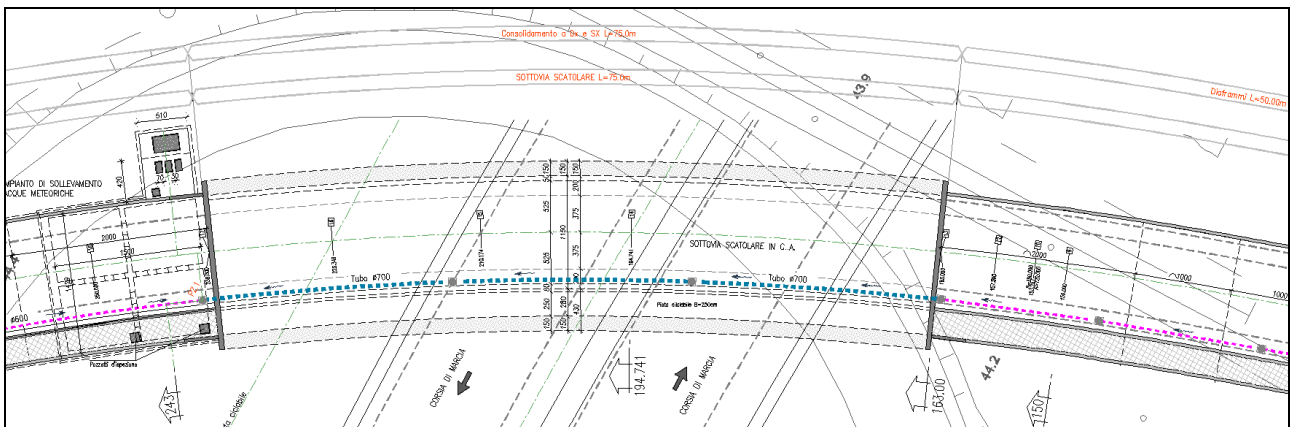


Figura 1 – Planimetria di progetto

Le principali opere di complemento previste sono muri ad U ed L lungo le rampe di accesso, nonché un sistema di sostegno dello scavo attraverso diaframmi intirantati e consolidamento su entrambi i lati. Per un migliore dettaglio si faccia riferimento alle tavole progettuali.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con l'aggiunta delle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti stradali D.M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma così come riportato nei capitoli successivi.

Il dimensionamento è il risultato dello studio effettuato su una struttura piana che descrive una striscia larga 1,00m.

2 NORMATIVA E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche

- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 "Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: "Criteri generali di progettazione strutturale";
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: "Carico da traffico sui ponti";
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: "Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: "Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi";
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: "Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti";
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

2.2 Altri documenti

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo

3 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

3.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

A riguardo del calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara) (EC2 § 7.2). Tale combinazione, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.

RELAZIONE DI CALCOLO

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(\text{SLV}) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{VR})} = 1898 \text{anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

$a_g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

$F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^* \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S \rightarrow$ coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

Per i valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita, si assumono i valori:

- $a_g = 0,243g$;
- $F_0 = 2,434$;
- $T_c^* = 0,314s$.

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (NT § 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5^* k_h$$

dove

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

g = accelerazione di gravità;

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "B".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s(\text{SLV})=1,4-0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g=1,16 \leq 1,2$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV})=S \cdot a_g=S_s \cdot a_g = 1,16 \cdot 0,243g=0,282g$$

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m , assume il valore:

$$\beta_m=1$$

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

$$(SLV) \quad k_h=\beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}=0,282 \quad k_v=\pm 0,5 \cdot k_h=0,141$$

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NT § 7.11.6.2.1 e EC8-5 § 7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g/g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}}^2$$

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{\text{scat}}/2$, con "h_{tot}" altezza dal piano stradale alla fondazione dello scatolare e h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo "ΔP_d" la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

3.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NT.

3.2.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Trattandosi di opere interrate, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 3.I e 3.II per i parametri geotecnici e le azioni.

1. combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR
2. combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO (carico limite)

Tabella 3.I - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₁	M ₂
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1,25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

Tabella 3.II - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0,9	1	1
	sfavorevole		1,1	1,35	1
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0 (0,9)	0	0
	sfavorevole		1,5 (1,1)	1,35	1
Variabili da traffico	favorevole	γ_Q	0	0	0
	sfavorevole		1,35	1,35	1,15
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0	0	0
	sfavorevole		1,5	1,5	1,30

Tabella 3.III - Coefficienti parziali γ_R per la resistenza del sistema

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$
Scorrimento	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$$

3.2.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente}) \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Quasi permanente}) \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara}) \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

3.2.3 Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):

$$\text{STR}) \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 5.1.VI e § 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0,2$ (condizione cautelativa).

Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si può assumere $\psi_{2i} = 0$.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	-
Classe di consistenza	S4 / S5
Copriferro minimo	4.0 cm

4.2 Conglomerato cementizio per fondazioni

Classe	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 15,867 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,766 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,936 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,2911 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0,45 * f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4

4.3 Conglomerato cementizio per elevazioni

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18,133 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,024 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,117 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,411 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4
Classe di consistenza	S4

4.4 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450/1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Deformazione caratteristica al carico massimo	$\varepsilon_{uk} = 7,5 \%$
Deformazione di progetto	$\varepsilon_{ud} = 6,75 \%$

5 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Fondazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
<u>Elevazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4-XD1-XF1

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

Tabella 5.I: Descrizione delle condizioni ambientali

Le fondazioni dei muri si trovano in condizioni ambientali *Ordinarie*, le elevazioni in condizioni *Aggressive*.

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

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

Tabella 5.II: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

In grigio chiaro sono indicate gli stati limite di fessurazione da utilizzare per le verifiche delle fondazioni in grigio scuro sono indicati quelli per le elevazioni.

5.1 Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 40mm, pertanto $c_{nom}=45$ mm, **valore valido per tutte le parti di struttura.**

6 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno ai fini del calcolo delle strutture sono ricavati dalla Relazione Geotecnica Generale, rif. T00GE00GETRE01A e dalle tavole del profilo geotecnico longitudinale.

I parametri geotecnici necessari al calcolo sono:

PARAMETRI MECCANICI CARATTERISTICI

PROVE DI RIFERIMENTO: SONDAGGIO S3 (BLU)

STRATO (m)	CAMPIONE				ANALISI DI LABORATORIO										
	SIGLA	H _{camp} (m)	γ (kN/m ³)	ATTERBERG			C _u (kPa)	C _{um} C _{uk} (kPa)	C' (kPa)	C' _m C' _k (kPa)	φ' (°)	φ' _m φ' _k (°)			
				W _L	W _P	PI									
1	0.0 6.0	S3 - C1 -	4.20 -	17.9 -	51 -	30 -	21 -	27.0 -	27.0 25	0.0 -	0.0 0	0 -	28.7 28.7	26.3	
2	6.0 10.8	S3 - C2 -	7.30 -	18.7 -	67 -	29 -	38 -	29.0 -	29.0 27	4.0 -	4.0 4	4 -	19.9 -	18.3	
3	10.8 13.3	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	
4	13.3 16.0	S3 - C3 -	14.30 -	20.1 -	35 -	21 -	14 -	80.0 -	80.0 73	4.0 -	4.0 4	4 -	30.0 30.0	27.5	
5	16.0 24.5	S3 - C4 -	20.30 -	19.2 -	59 -	30 -	29 -	80.0 -	80.0 73	7.0 -	7.0 6	6 -	23.6 23.6	21.7	
6	24.5 30.0	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	
7	30.0 35.0	S3 - C5 -	30.60 -	17.9 -	70 -	35 -	35 -	99.0 -	99.0 91	23.0 -	23.0 21	21 -	21.1 21.1	19.4	
8	35.0 40.0	S3 - C6 -	36.30 -	19.6 -	56 -	30 -	26 -	137.0 -	137.0 126	17.0 -	17.0 16	16 -	22.4 22.4	20.6	

LEGENDA PARAMETRI

φ' _k	Angolo di resistenza al taglio caratteristico;
φ' _{dm1}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
φ' _{dm2}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
E' ₂₅	Modulo elastico secante corrispondente alla mobilizzazione del 25% della resistenza del terreno;
E _{UR}	Modulo elastico secante in ricarico;
K _{ok}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta a riposo;
K _{DM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K _{DM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K _{AK}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta attiva;
K _{AM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K _{AM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K _{PK}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta passiva;
K _{PM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K _{PM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
γ _n	Peso di volume naturale;
γ'	Peso di volume sommerso;
k	Permeabilità;

La falda è assunta a quota m slm, secondo quanto riportato successivamente.

Per completezza si riporta anche la stratigrafia in corrispondenza dell'opera oggetto di verifica desunta dalla Relazione Geotecnica Generale, rif. T00GE00GETRE01A.

PARAMETRI DI COMPRESSIBILITA' DA PROVE EDOMETRICHE

PROVE DI RIFERIMENTO: SONDAGGIO S3 (BLU)

STRATO (m)	CAMPIONE				MODULO EDOMETRICO PER GLI INTERVALLI TENSIONALI SIGNIFICATIVI									
	CODICE	H _{camp} (m)	γ (kN/m ³)	σ' _{vo} (kPa)	σ _p (kPa)	OCR	Ed (k/Pa)	Ed _m Ed _k (k/Pa)	σ' _{vo} +Δσ _v /2 (kPa)	Ed (k/Pa)	Ed _m Ed _k (k/Pa)	σ' _{vo} +Δσ _v (kPa)	Ed (k/Pa)	Ed _m Ed _k (k/Pa)
1	0.0 6.0	S3 - C1 4.20	17.9	55.2	197.0	3.6	2056	2056 1995	100.0	2740	2740 2658	144.9	3096	3096 3004
2	6.0 10.8	S3 - C2 7.30	18.7	85.5	183.6	2.1	3353	3353 3253	129.8	3638	3638 3530	174.1	3995	3995 3876
3	10.8 13.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	13.3 16.0	S3 - C3 14.30	20.1	166.4	92.1	0.6	3166	3166 3072	207.6	3587	3587 3480	248.7	3894	3894 3778
5	16.0 24.5	S3 - C4 20.30	19.2	208.8	221.0	1.1	6967	6967 6760	245.8	6857	6857 6653	282.0	6746	6746 6545
6	24.5 30.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	30.0 35.0	S3 - C5 30.60	17.9	263.7	332.6	1.3	7429	7429 7208	293.4	8380	8380 8131	323.1	8602	8602 8346
8	35.0 40.0	S3 - C6 36.30	19.6	370.5	379.0	1.0	8835	8835 8572	396.5	9154	9154 8882	422.6	9350	9350 9072

STRATIGRAFIA AREA DI INDAGINE

PROVE DI RIFERIMENTO: SONDAGGIO S3 (BLU)

H Falda (m) = 2.2

STRATO (m)	DESCRIZIONE LITOLOGIA DELLO STRATO	CAMPIONE		Nspt
		Codice	Profondità(m)	
1	0.0 - 6.0	Argilla limosa nocciola passante ad argilla grigia	S3 - C1 4.20	-
2	6.0 - 10.8	Argille grigia plastica	S3 - C2 7.30	-
3	10.8 - 13.3	Sabbia grigia debolmente limosa	-	-
4	13.3 - 16.0	Argilla plastica e limo argilloso	S3 - C3 14.30	-
5	16.0 - 24.5	Argilla Grigia Consistente	S3 - C4 20.30	-
6	24.5 - 30.0	Sabbia fino a 26.4 m poi ghiaie	-	-
7	30.0 - 35.0	Argilla Grigia Consistente	S3 - C5 30.60	-
8	35.0 - 40.0	Argilla Grigia Consistente	S3 - C6 36.30	-

Modulo di deformazione

Il valore della costante di sottofondo è stato ottenuto mediante una formulazione approssimata.

$$k_s = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)} = \frac{2658}{1(1-0.3^2)} = 2920 \text{ kN/m}^3 = 0,292 \text{ kg/cm}^3$$

Si è assunta la costante di sottofondo del terreno di fondazione pari a $K_s = 2900 \text{ kN/m}^3$.

7 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Il tombino scatolare presenta sezione corrente di forma quadrata ed è realizzato da una soletta di fondazione su cui si innestano i piedritti, costituiti da setti continui in cemento armato a spessore costante e sui quali si realizzerà la soletta di copertura, costituita da una piastra in calcestruzzo armato gettata in opera, anch'essa a spessore costante.

La geometria è quella riportata nella Fig. 2

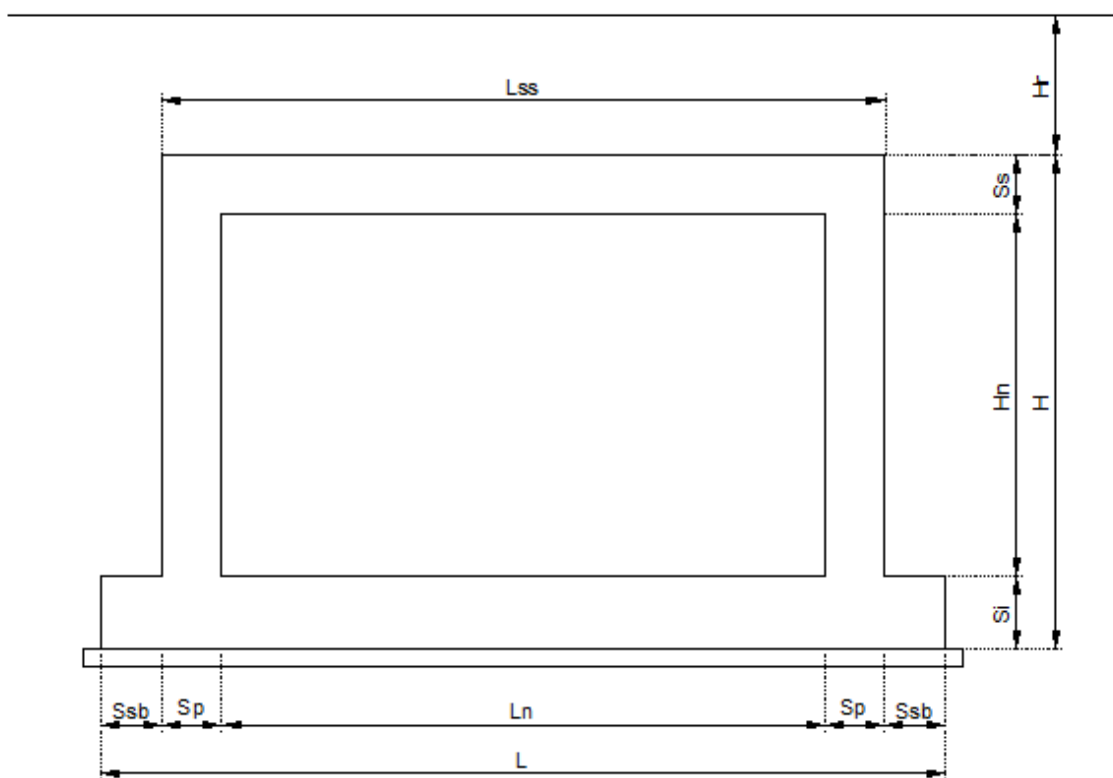


Figura 2 – Sezione trasversale scatolare

$$L_n = 14,30 \text{ m}$$

$$L = 17,30 \text{ m}$$

$$L_{ss} = 17,30 \text{ m}$$

$$S_s = 1,40 \text{ m}$$

$$S_i = 1,50 \text{ m}$$

$$S_p = 1,50 \text{ m}$$

$$S_{sb} = 0,00 \text{ m}$$

$$H_r = 1,40 \text{ m}$$

$$H_n = 7,00 \text{ m}$$

$$H = 9,90 \text{ m}$$

7.1 Programmi di calcolo utilizzato

Il calcolo della struttura in esame viene condotto con il programma SAP 2000 Advanced 14.0.0, prodotto da Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA.

7.2 Modellazione adottata

Per la mesh del calcolo (si rimanda alle Figg. 2 e 3) si è assunto lo schema statico di telaio chiuso. La mesh è composta da 4 aste e da 4 nodi; l'output dell'indagine elettronica viene raccolto nell'allegato.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

La costante di sottofondo del terreno di fondazione, come determinata nella Relazione Geotecnica al rif.T00GE00GETRE01A, è pari a:

$$K_{s_{vert}} = 2900 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{s_{orizz}} = (1/3) K_{s_{vert}} = 967 \text{ kN/m}^3$$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_s$ cm per la soletta superiore
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_i$ cm per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_p$ cm per i piedritti

Per le aste del reticolo si è assunto:

$E_c = 33924 \text{ N/mm}^2$; modulo elastico del calcestruzzo (C28/35) per la fondazione

$E_c = 35013 \text{ N/mm}^2$; modulo elastico del calcestruzzo (C32/40) per l'elevazione

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle Figg.3 e 4.

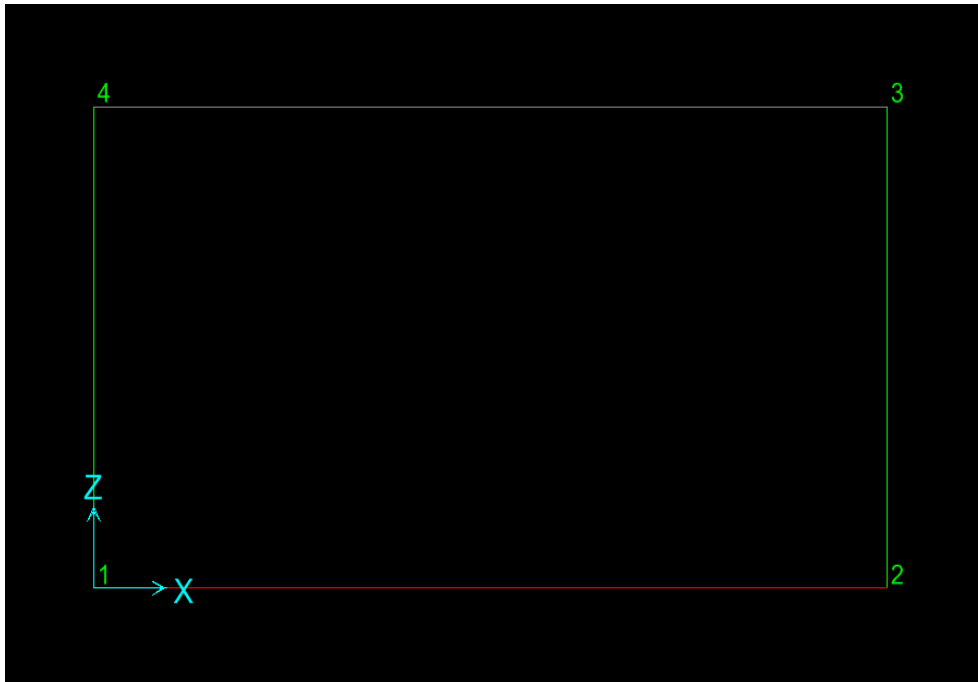


Figura 3 – Numerazione dei nodi

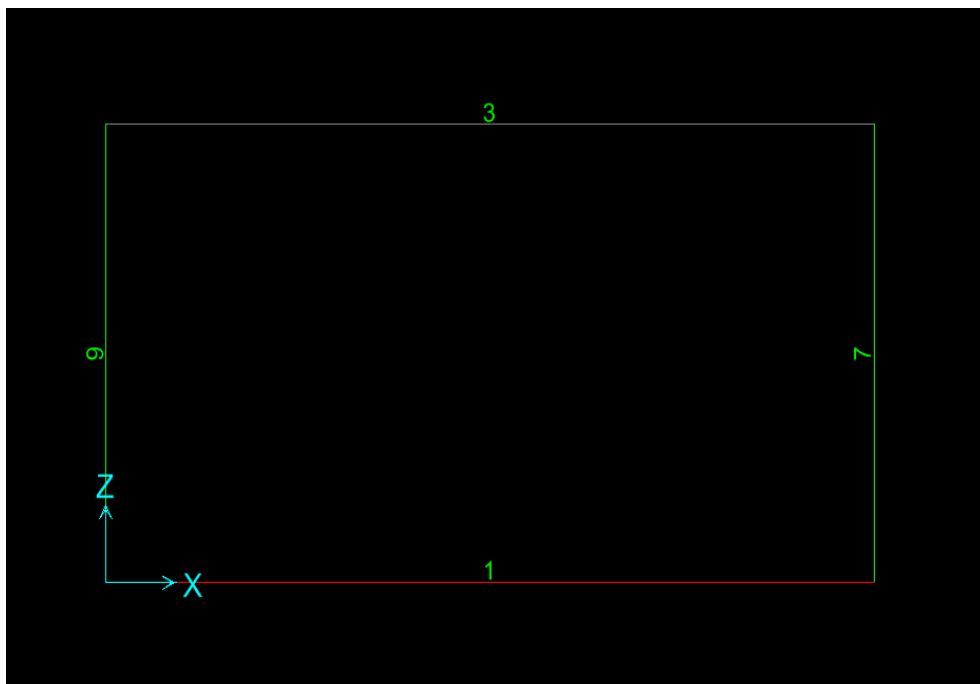


Figura 4 – Numerazione delle aste

7.3 Condizioni di carico elementari

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione n° Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC 17), di seguito determinate.

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente. I principali parametri geometrici, come illustrato in Fig.1, risultano essere i seguenti:

- spessore totale in asse del ricoprimento (piano stradale-estradosso soletta): $H_r = 1,40$ m
- larghezza utile dello scatolare: $L_n = 14,30$ m
- altezza interna del sottopasso $H_n = 7,00$ m
- spessore della soletta superiore: $S_s = 1,40$ m
- spessore dei piedritti: $S_p = 1,50$ m
- spessore della fondazione: $S_j = 1,50$ m

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³
- rilevato 20 kN/m³
- sovrastruttura stradale 20 kN/m³
- materiale di reinterro 20 kN/m³

7.3.1 Peso proprio e carichi permanenti portati

Soletta superiore

- peso proprio	1,40 * 25	35,00kN/m ²
- peso sovrastruttura stradale	1,40 * 20	28,00kN/m ²

	totale	63,00kN/m²

Soletta inferiore

- peso proprio	1,50 * 25	37,50kN/m²
----------------	-----------	------------------------------

Piedritti

- peso proprio	1,50 * 25	37,50kN/m²
----------------	-----------	------------------------------

Tali carichi vengono considerati nella Condizione Elementare CDC 1.

7.3.2 Spinta del terreno nelle verifiche strutturali

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico $\gamma_t = 20$ kN/m³;

- angolo di attrito $\phi=25^\circ$;

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0,406$ ed un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_o = 0,577$.

Vengono presi in considerazione i due coefficienti di spinta: il primo massimizza nelle varie combinazioni di carico il momento in mezz'aria, mentre il secondo all'incastro.

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con

$$p_h = \lambda_a \gamma_t Z$$

e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

Le pressioni del terreno relative alla spinta a riposo, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$P_{\min} = [20 * 2,10] * 0,577 = \mathbf{24,24kN/m^2}$$

$$P_{\max} = P_{\min} + [20 * 9,2] * 0,577 = \mathbf{130,41kN/m^2}$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 4) su entrambi i piedritti.

Le pressioni del terreno relative alla spinta attiva, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$P_{\min} = [20 * 2,10] * 0,406 = \mathbf{17,06kN/m^2}$$

$$P_{\max} = P_{\min} + [20 * 9,2] * 0,406 = \mathbf{91,77kN/m^2}$$

Tali spinte vengono considerate nelle seguenti Condizioni Elementari:

a) agenti su entrambi i piedritti (spinta attiva) (CDC 2)

b) agenti sul piedritto sinistro (spinta a riposo) e sul piedritto destro (spinta attiva) (CDC 3)

La condizione di carico CDC3, serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera.

Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

7.3.3 Carico dell'acqua

La falda si attesta a -3.00 m rispetto il piano campagna, pertanto in corrispondenza della sezione di analisi la quota di falda è posta a + 42.90 m s.l.m., 4.36 metri al di sopra dell'intradosso della soletta inferiore (CDC17).

Le pressioni massime assumeranno i seguenti valori:

$$P_{v,\max} = [10 * 4,36] = \mathbf{43,60kN/m^2}$$

$$P_{h,\max} = [10 * 4,36] * 0,577 = \mathbf{25,16kN/m^2}$$

7.3.4 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore

Con riferimento alle norme vigenti (vedi paragrafo 5.1.3 del D.M. 14-01-2008, paragrafo 4.3 e 4.4 di EN 1991-2_2005) come azioni variabili da traffico gravante sulla soletta superiore si assume lo schema di carico 1. Il carico di normativa applicato è il $Q_{1,k}$, ossia il mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem), con interasse di 1,20m lungo il senso di marcia e di larghezza 2,40m (comprese le dimensioni delle impronte) e ove possibile, il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m².

Tale carico viene posizionato ortogonalmente all'asse del sottopasso e considerato ripartito, sia in direzione longitudinale che trasversale, con un angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale, e 45° sino al piano medio della soletta superiore.

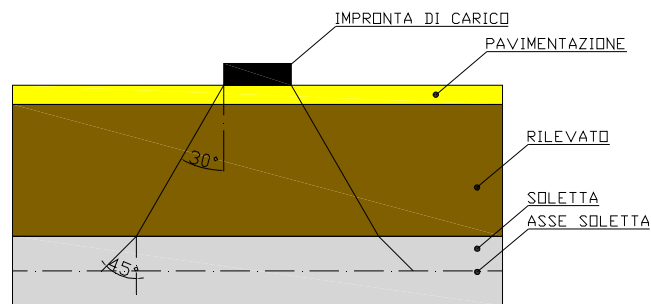


Figura 5 – Diffusione impronta di carico

In direzione trasversale, quale base collaborante viene considerato un valore pari alla larghezza di ingombro dello schema di carico carico uguale a 2,40m aumentata dello spessore di diffusione del carico.

Limitando la diffusione del carico lato seconda colonna di carico a 0,30m (come in Fig.6) la larghezza di diffusione trasversale diventa:

$$B_T = 2,40 + 0,3 + (1,40 \cdot \text{tg}30^\circ + 1,40/2) = 4,21\text{m}$$

Ingombro longitudinale:

$$L_L = 1,60 + 2 \cdot (1,40 \cdot \text{tg}30^\circ + 1,40/2) = 4,62\text{m}$$

Carico medio uniforme:

$$Q_{1k,dis} = 600 / (4,21 \cdot 4,62) = 30,85\text{kN/m}^2$$

Carico ripartito:

$$q_{1k,dis} = 9\text{ kN/m}^2$$

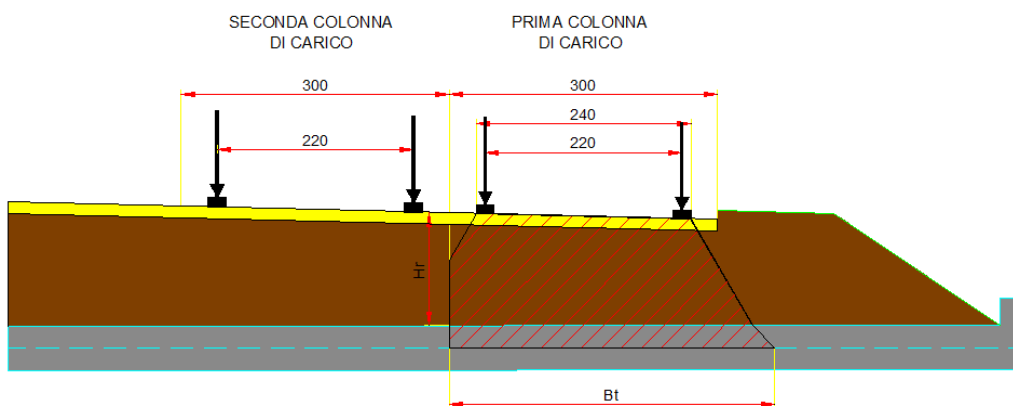


Figura 6 – Diffusione trasversale del carico mobile

Tali carichi vengono considerati nella Condizione Elementare CDC 5-6.

La CDC 5 prevede un carico $Q_{1k,dis}$ centrato sulla soletta superiore.

La CDC 6 prevede un carico $Q_{1k,dis}$ eccentrico (a filo piedritto) sulla soletta superiore.

7.3.5 Spinta del sovraccarico sul rilevato

In accordo con quanto riportato nella circolare n°17 al §5.1.3.3.7.1, il sovraccarico da considerare sul terrapieno adiacente la parete dello scatolare, è quello generato dallo schema di carico 1, dove il carico tandem è sostituito da un carico uniformemente distribuito.

Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore $600/(3*2,2)=90,91\text{kN/m}^2$.

Il carico uniformemente distribuito $q_{ik}=9\text{kN/m}^2$ viene sommato al carico tandem distribuito.

Mettendo in conto il ricoprimento con rilevato della struttura, il quale contribuisce a diffondere il carico fino al piano di estradosso soletta, il carico distribuito da utilizzare per il calcolo delle spinte agenti sulle pareti dello scatolare risulta $600/((3+1,40*\text{tg}30^\circ)*(2,2+2*1,40*\text{tg}30^\circ))=41,34\text{kN/m}^2$

Schema di carico utilizzato a ridosso del rilevato (direzione asse corsia)

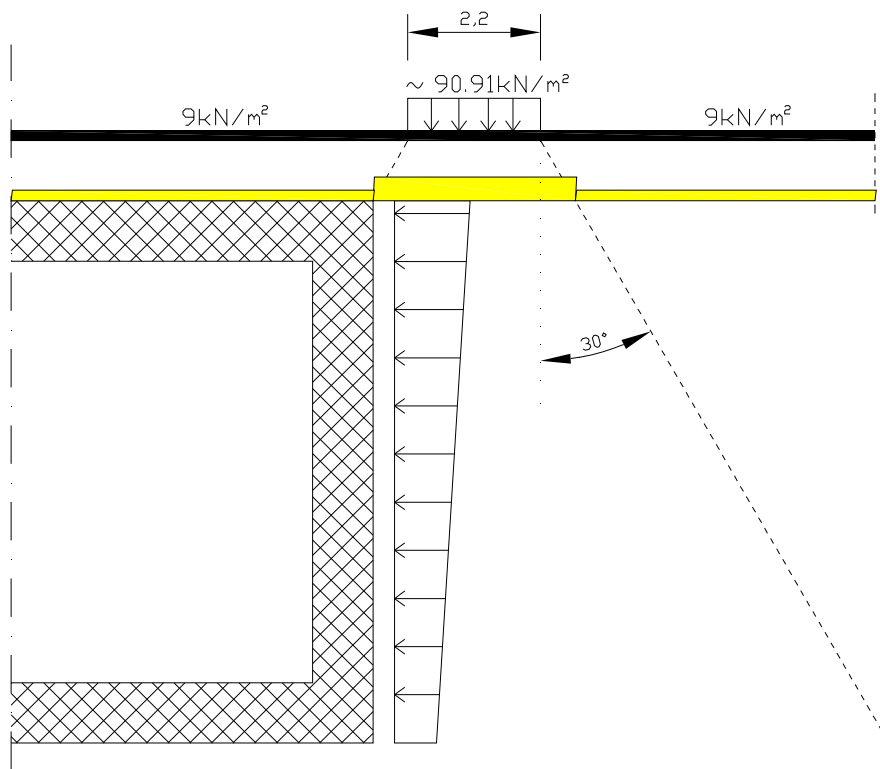
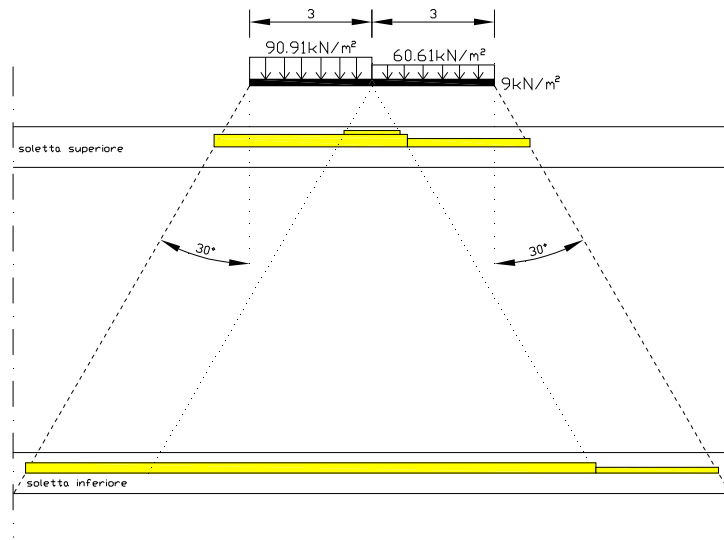
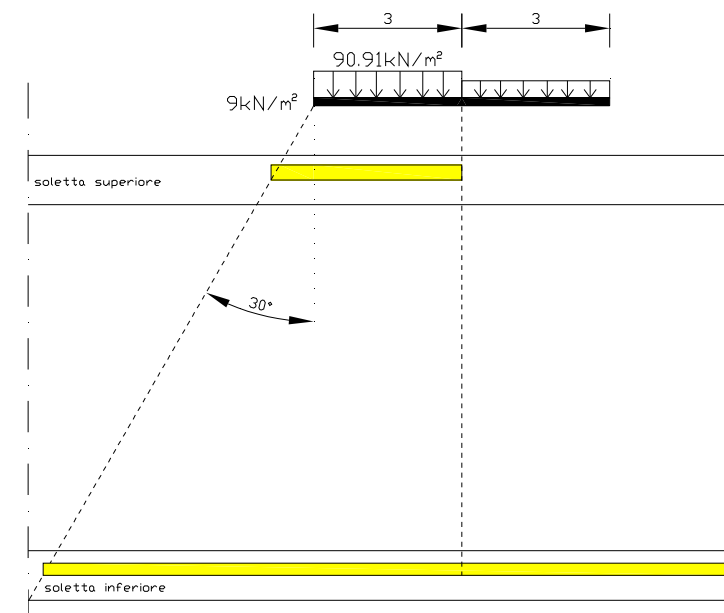


Figura 7 – Spinta del sovraccarico sul rilevato

Utilizzando due colonne di carico, e la ripartizione trasversale del carico di superficie distribuito, si ottiene quanto riportato nell'immagine seguente:



Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:



Tale distribuzione di carico fornisce alle pareti una spinta variabile lungo l'altezza, con intensità nei nodi superiore e inferiore pari a (asse solette):

$$\begin{aligned} \sigma_{1v,sup} &= 600 / ((3 + 1,40 \cdot \text{tg} 30^\circ + 0,7 \cdot \text{tg} 30^\circ) \cdot (2,20 + 2 \cdot 1,40 \cdot \text{tg} 30^\circ + 0,7 \cdot \text{tg} 30^\circ)) &= 33,77 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{2v,sup} &= (9 \cdot 3) / (3 + 1,4 \cdot \text{tg} 30^\circ) &= 7,09 \text{ kN/m}^2 \\ q'_{acc,sup} &= (\sigma_{1v,sup} + \sigma_{2v,sup}) \cdot 0,577 &= 23,58 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{1v,inf} &= 600 / ((3 + 11,3 \cdot \text{tg} 30^\circ) \cdot (2,2 + 2 \cdot 1,4 \cdot \text{tg} 30^\circ + 9,9 \cdot \text{tg} 30^\circ)) &= 6,60 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{2v,inf} &= (9 \cdot 3) / (3 + 11,3 \cdot \text{tg} 30^\circ) &= 2,84 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q'_{acc,inf} = (\sigma_{1v,inf} + \sigma_{2v,inf}) * 0,577 = 9,44 \text{ kN/m}^2$$

Tali spinte vengono considerate nelle seguenti Condizioni Elementari:

- | | |
|----------------------------------|---------|
| a) agenti sul piedritto sinistro | (CDC 7) |
| b) agenti sul piedritto destro | (CDC 8) |
| c) agenti su ambo i piedritti | (CDC 9) |

7.3.6 Frenatura

In accordo con il § 5.1.3.5 del D.M. 14-01-2008 e § 4.4.1 di UNI EN 1991-2:2005 il carico frenante di normativa (q_3) è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1, il quale viene ripartito sulla lunghezza collaborante (L) e sulla larghezza della corsia wl (CDC 10-11):

Carico frenante $q_3 = 0,60 * 2 * Q_{1k} + 0,10 * q_{1k} * wl * L = 0,6 * 2 * 300 + 0,10 * 9 * 2,5 * 4,62 = 371 \text{ kN}$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla larghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico (L_{dt}), con la seguente relazione:

$$q_{3,dis} = 371 / (14,30 * 4,21) = 6,17 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico viene considerato nelle seguenti Condizioni Elementari:

- | | |
|--------------------------|----------|
| a) agente verso sinistra | (CDC 10) |
| b) agente verso destra | (CDC 11) |

7.3.7 Azioni termiche

In accordo con il § 3.5 del D.M. 14-01-2008 sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 15^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore (CDC 12) ed un salto termico di 5°C , analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore (CDC 13-14).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 * 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

7.3.8 Azione sismica

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P * k_h$$

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

$$(SLV) \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0,282 \qquad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = 0,141$$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici.

Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte e rientrando così tra le opere che si muovono con il terreno; queste categorie di opere non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Ai fini delle azioni verticali

- sulla soletta superiore si ha:

Permanente	28,00	kN/m ²
Soletta	35,00	kN/m ²
Inerzia soletta+permanente (P*k _v)	8,88	kN/m ²

- sui piedritti si ha:

$$P \cdot k_v = 0,50 \cdot 25 \cdot 0,141 = \mathbf{1,762} \text{ kN/m}$$

Ai fini delle azioni orizzontali :

- Spinta inerziale sulla soletta superiore:

$$P \cdot k_h = (28,00 + 35,00) \cdot 0,282 = \mathbf{17,75} \text{ kN/m}$$

- Spinta inerziale sui piedritti:

$$P \cdot k_h = 0,50 \cdot 25 \cdot 0,282 = \mathbf{3,525} \text{ kN/m}$$

- Sovrappinta sismica distribuita secondo la teoria di Wood:

$$\Delta p_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot} = 1,16 \cdot 0,243 \cdot 19 \cdot 9 = \mathbf{55,35} \text{ kN/m}$$

Tali carichi vengono considerate nelle seguenti Condizioni Elementari:

- a) azioni sismiche orizzontali (CDC 15)
 b) azioni sismiche verticali (CDC 16)

7.4 Calcolo delle sollecitazioni

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

CD	Tipo	Descrizione
1	Gk	Peso proprio e carichi permanenti portati
2	Gk	Spinta delle terre attiva sui piedritti
3	Gk	Spinta delle terre riposo sx attiva dx
4	Gk	Spinta delle terre riposo
5	Qk	Carico mobile centrato
6	Qk	Carico mobile a filo piedritto
7	Qk	Spinta sovraccarico accidentale piedritto sinistro
8	Qk	Spinta sovraccarico accidentale piedritto destro
9	Qk	Spinta sovraccarico accidentale piedritto dx - sx
10	Qk	Frenatura sinistra
11	Qk	Frenatura destra
12	Qk	Variazione termica uniforme +15°
13	Qk	Variazione termica a farfalla +5°
14	Qk	Variazione termica a farfalla -5°
15	Qk	Sisma orizzontale
16	Qk	Sisma verticale
17	Qk	Carico acqua interna

Al fine di determinare le combinazioni come da norma (§3.2), si definisce la classificazione delle azioni e le combinazioni allo SLU e SLE.

Classificazione delle azioni agenti sulla struttura.

a	PERMANENTI + PORTATI
b	SPINTE
c	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA
d	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO
e	FRENATURA
f	FORZA CENTRIFUGA
g	ACQUA DI FALDA
h	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE
i	ACCIDENTALI DIVERSI
j	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI
k	AZIONI SISMICHE VERTICALI

RELAZIONE DI CALCOLO

I	VARIAZIONI TERMICHE/ RITIRO: (num. variabile; viene considerata solo la peggiore col suo segno più gravoso)
---	--

Le precedenti combinazioni elementari di calcolo (CMB) sono combinate tra loro in modo da generare le massime sollecitazioni per lo SLU e SLE (combinazione 1 (A1+M1+R1)), come da seguente prospetto.

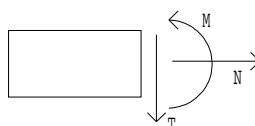
stradali		PERMANENTI +PORTATI + BALLAST CON COEFF. 1.5:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE:	ACCIDENTALI DIVERSI:	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI	AZIONI SISMICHE VERTICALI	VARIAZIONI TERMICHE/RITIRO	RITIRO
		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	l
gruppo 1	SLU.1	1 - 1.35	1 - 1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.900	0.000	0.000	0.000	0.000	1.200	0 - 1.20
	SLU.2	1 - 1.35	1 - 1.35	1.350	1.350	0.000	0.000	1.500	1.125	1.125	0.000	0.000	0.720	0 - 1.20
	SLU.3	1 - 1.35	1 - 1.35	1.013	1.013	0.000	0.000	0.900	1.013	1.500	0.000	0.000	0.720	0 - 1.20
gruppo 2a	SLU.4	1 - 1.35	1 - 1.35	1.013	1.013	1.350	0.000	0.900	1.125	1.125	0.000	0.000	0.720	0 - 1.20
gruppo 2b	SLU.5	1 - 1.35	1 - 1.35	1.013	1.013	0.000	1.350	0.900	1.125	1.125	0.000	0.000	0.720	0 - 1.20
sisma	SISMA	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0 - 1.00
SLE	FR1	1.000	1.000	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00
	FR2	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00
	QP	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	RAR	1.000	1.000	1.000	1.000	0.750	0.750	0.600	0.750	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00

I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la Combinazione Elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni, così come precedentemente esposto e riassunto nella seguente tabella:

stradali		PERMANENTI +PORTATI + BALLAST CON COEFF. 1.5:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE:	ACCIDENTALI DIVERSI:	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI	AZIONI SISMICHE VERTICALI	VARIAZIONI TERMICHE	RITIRO
		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	l
gruppo 1	SLU.1	1 - 1.35	1 - 1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	1.5*0.6	0.000	0.000	0.000	0.000	1.200	0 - 1.20
	SLU.2	1 - 1.35	1 - 1.35	1*1.35	1*1.35	0.000	0.000	1.500	1.5*0.75	1.5*0.75	0.000	0.000	1.2*0.6	0 - 1.20
	SLU.3	1 - 1.35	1 - 1.35	0.75*1.35	0.75*1.35	0.000	0.000	1.5*0.6	1.35*0.75	1.500	0.000	0.000	1.2*0.6	0 - 1.20
gruppo 2a	SLU.4	1 - 1.35	1 - 1.35	0.75*1.35	0.75*1.35	1.350	0.000	1.5*0.6	1.5*0.75	1.5*0.75	0.000	0.000	1.2*0.6	0 - 1.20
gruppo 2b	SLU.5	1 - 1.35	1 - 1.35	0.75*1.35	0.75*1.35	0.000	1.350	1.5*0.6	1.5*0.75	1.5*0.75	0.000	0.000	1.2*0.6	0 - 1.20
sisma	SISMA	1.000	1.000	0.2*0	0.2*0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0 - 1.00
SLE	FR1	1.000	1.000	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00
	FR2	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00
	QP	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	RAR	1.000	1.000	1.000	1.000	0.750	0.750	0.600	0.750	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00

Per un esame più dettagliato dei risultati del calcolo elettronico si rimanda agli output allegati.

Le convenzioni adottate per le sollecitazioni di segno positivo sono le seguenti.



Nelle verifiche di seguito riportate le combinazioni di calcolo considerate sono le seguenti.

7.5 Schemi di carico

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 1

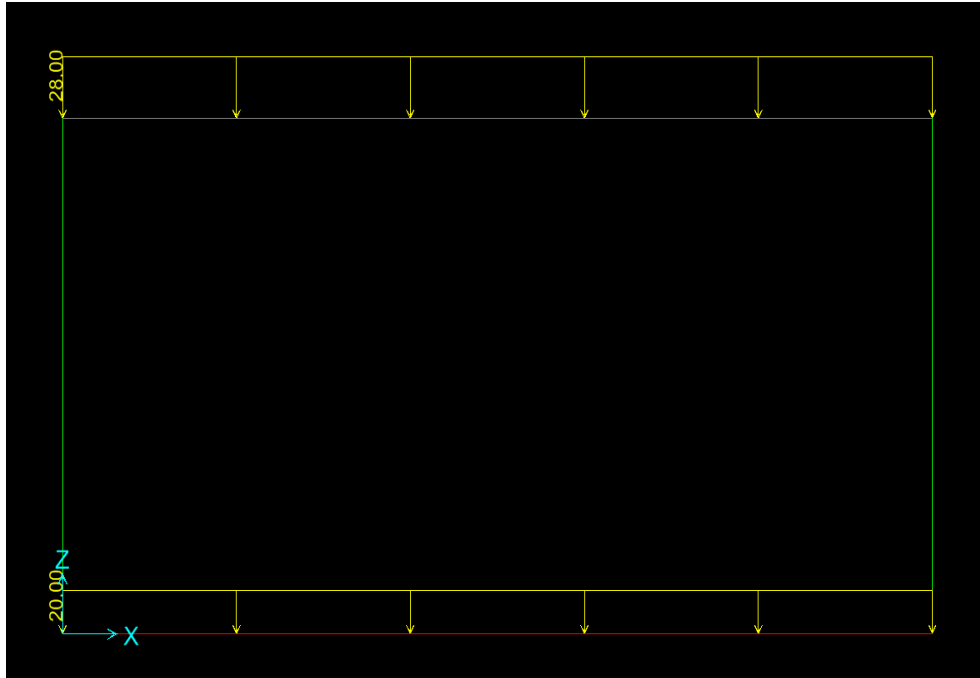


Figura 8 – CARICHI PERMANENTI PORTATI

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 2

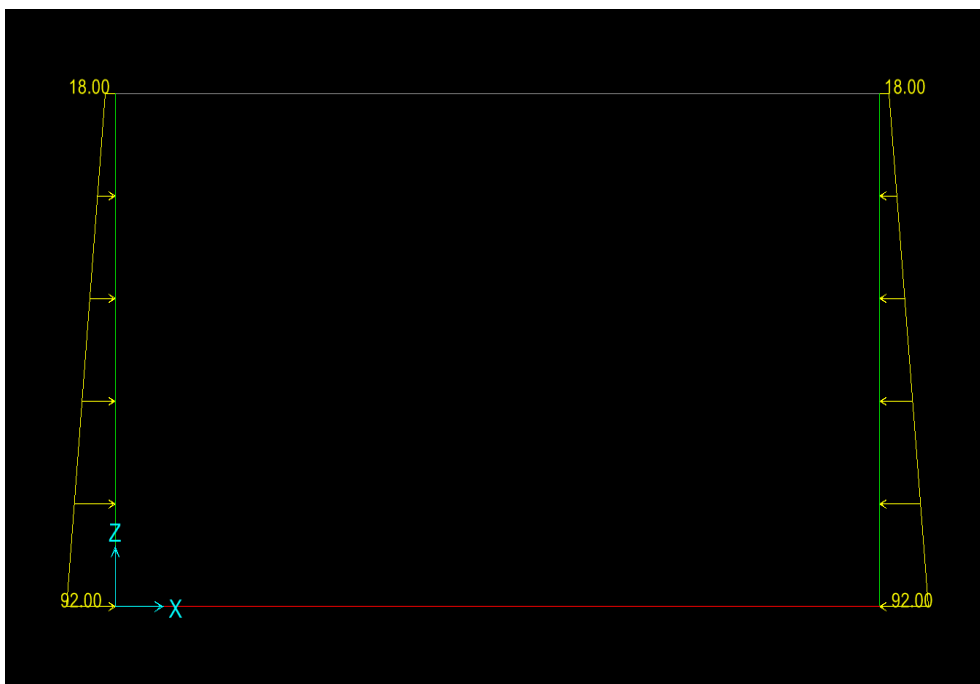


Figura 9 – SPINTA DELLE TERRE IN ASSENZA DI FALDA: spinta attiva

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 3

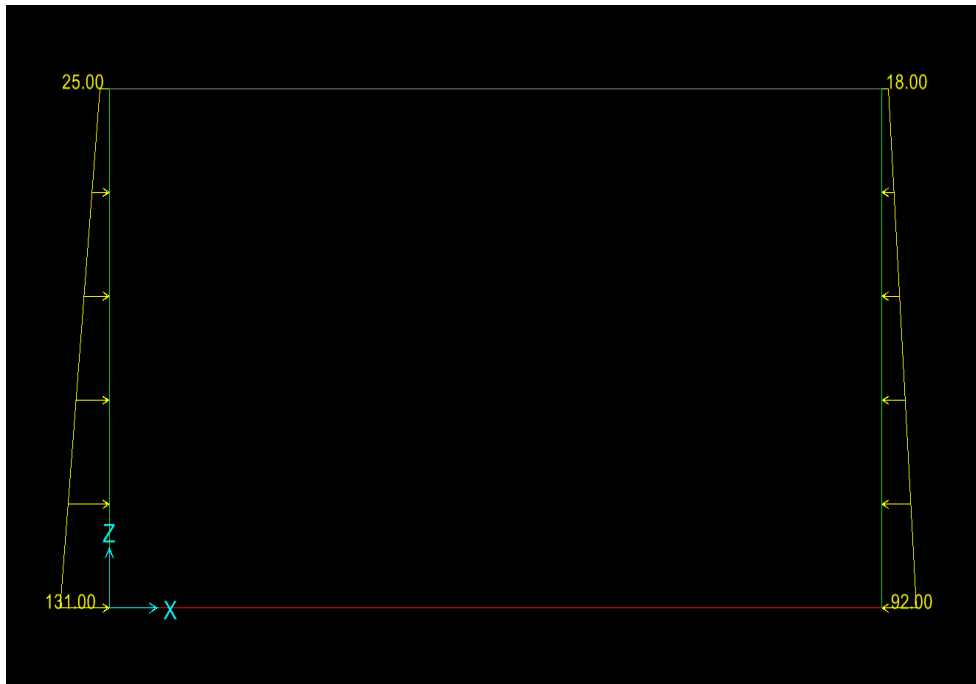


Figura 10 – SPINTA DELLE TERRE IN ASSENZA DI FALDA: spinta riposo sx attiva dx

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 5

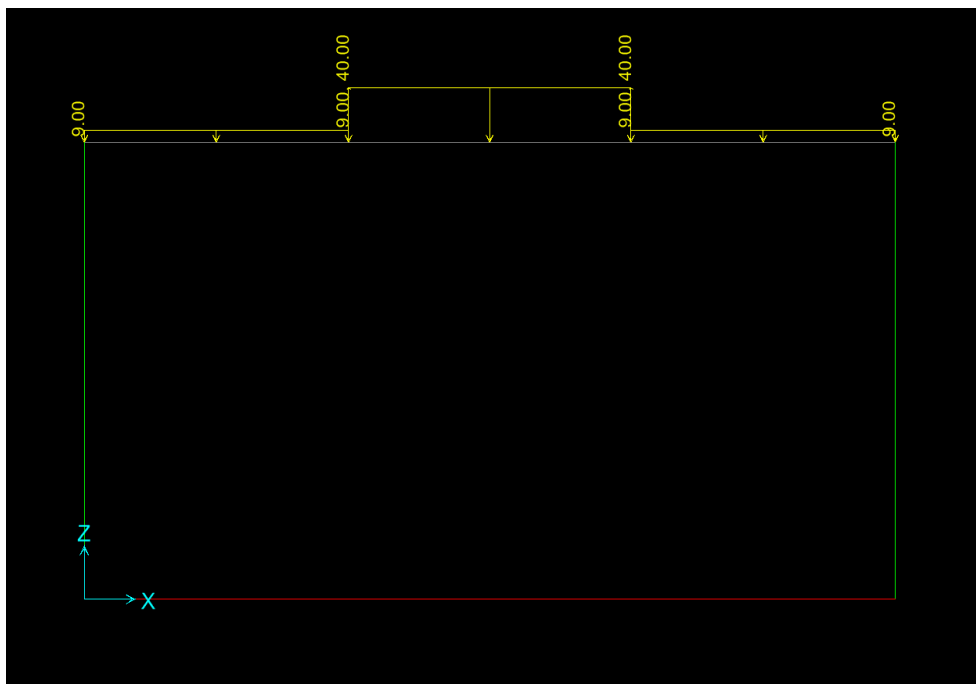


Figura 11 – CARICO MOBILE: Q1k CENTRATO

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 6

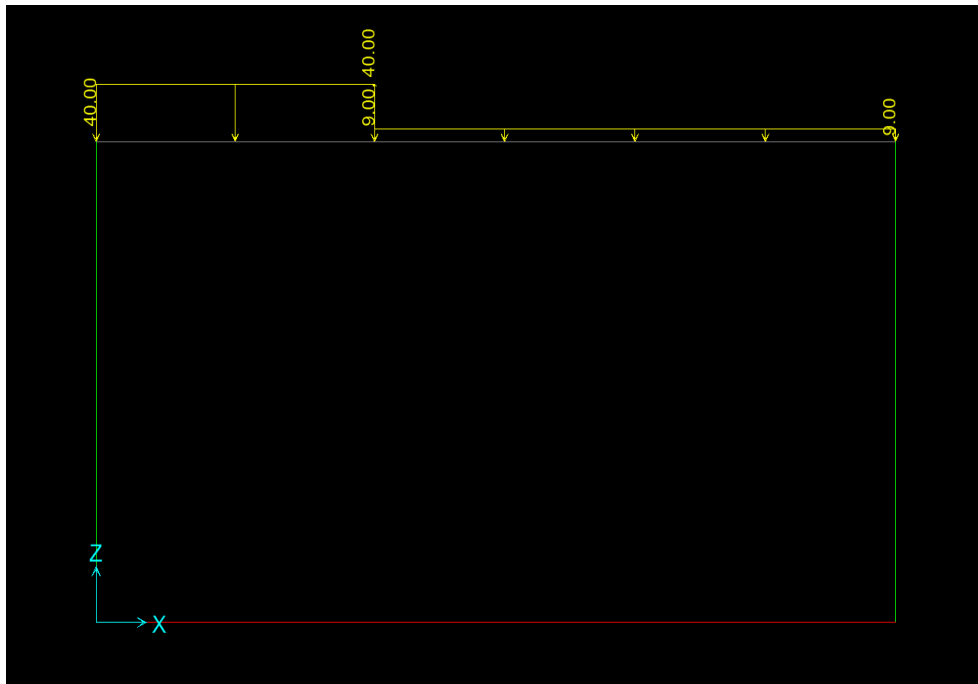


Figura 12 – Q1k A FILO PIEDRITTO

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 7

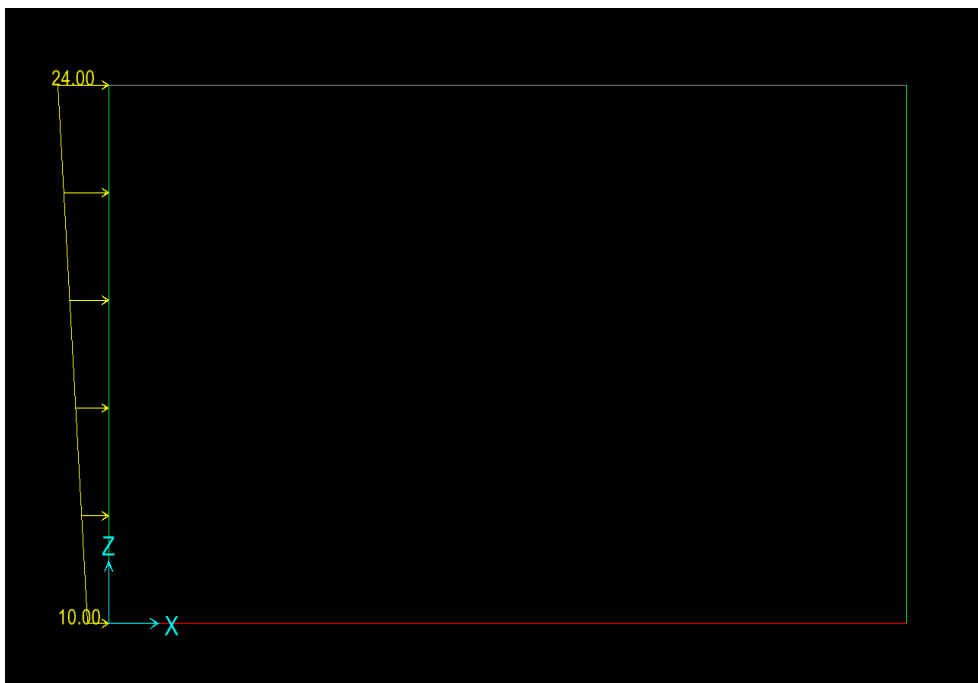


Figura 13 – Sovraccarico rilevato a sx

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 8

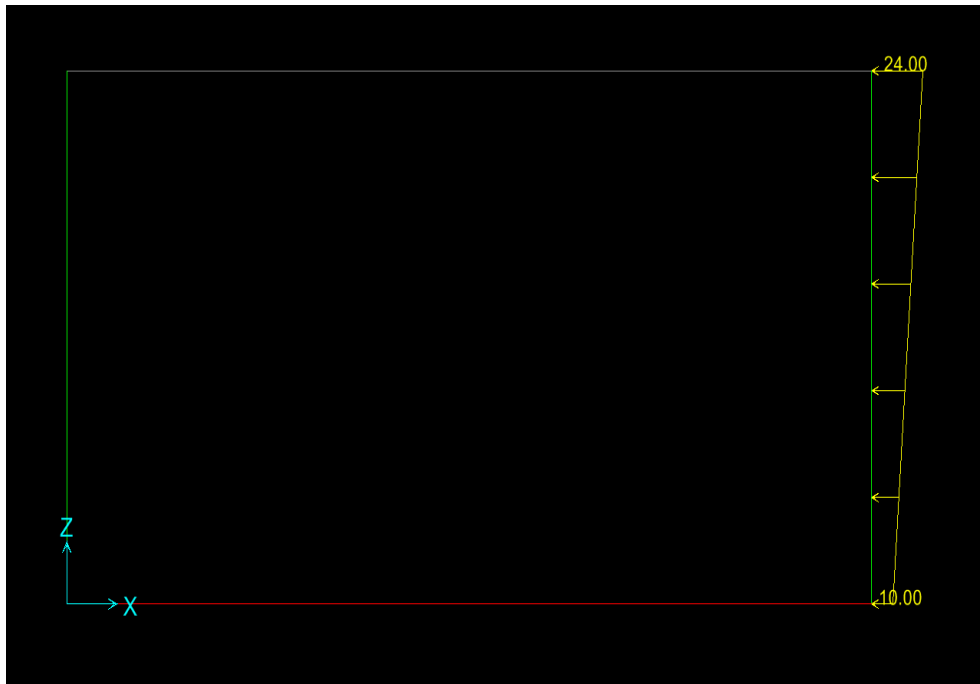


Figura 14 – Sovraccarico rilevato dx

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 9

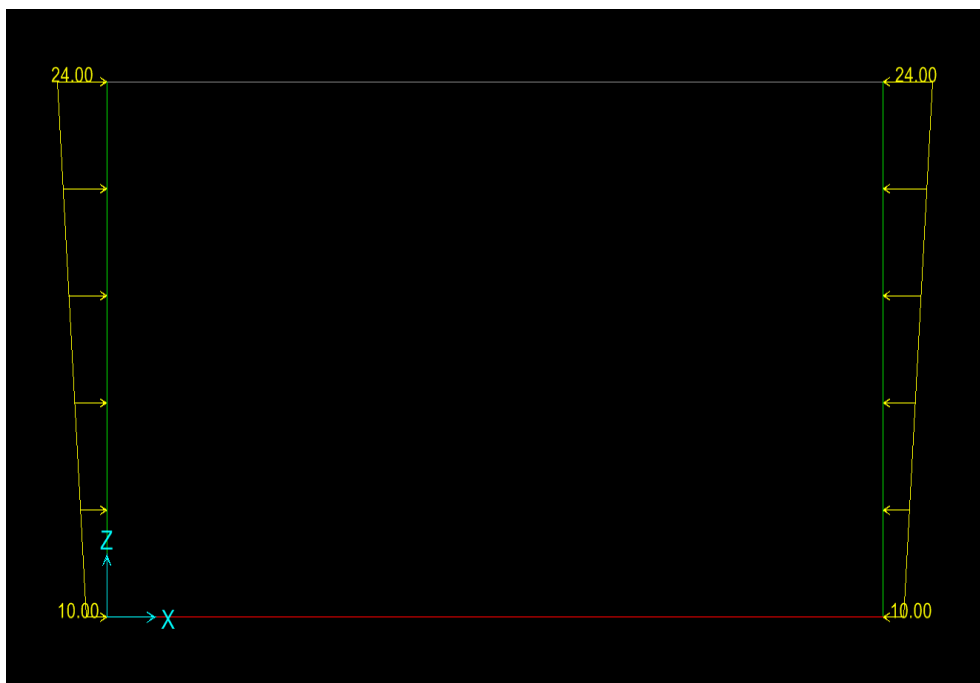


Figura 15 – Spinta sovraccarico accidentale su entrambi i piedritti

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 10

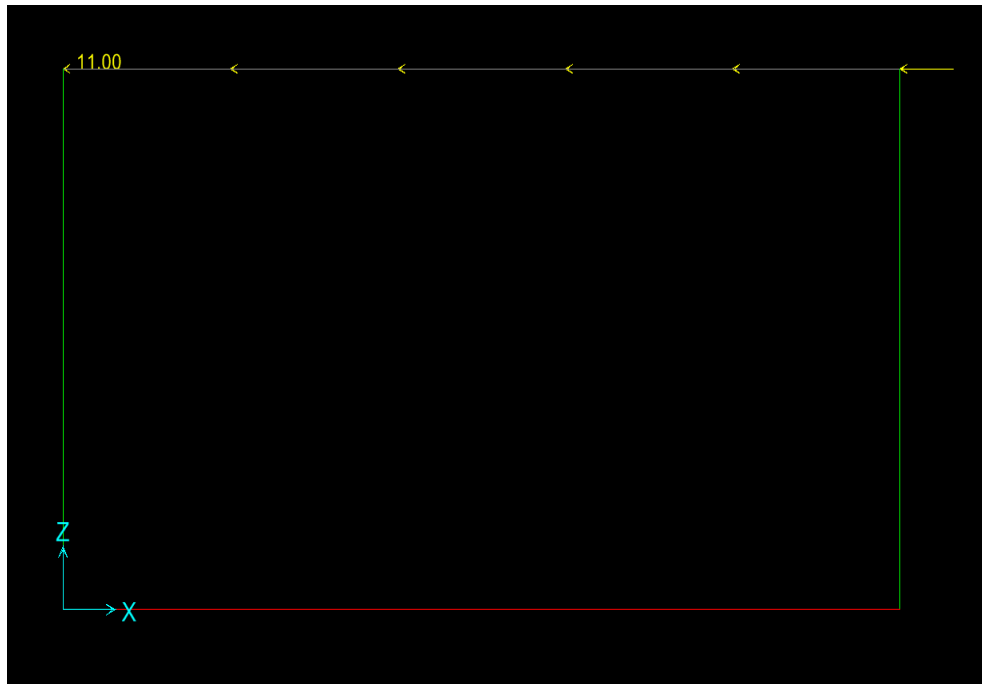


Figura 16 – FRENATURA DIREZIONE SX

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 11

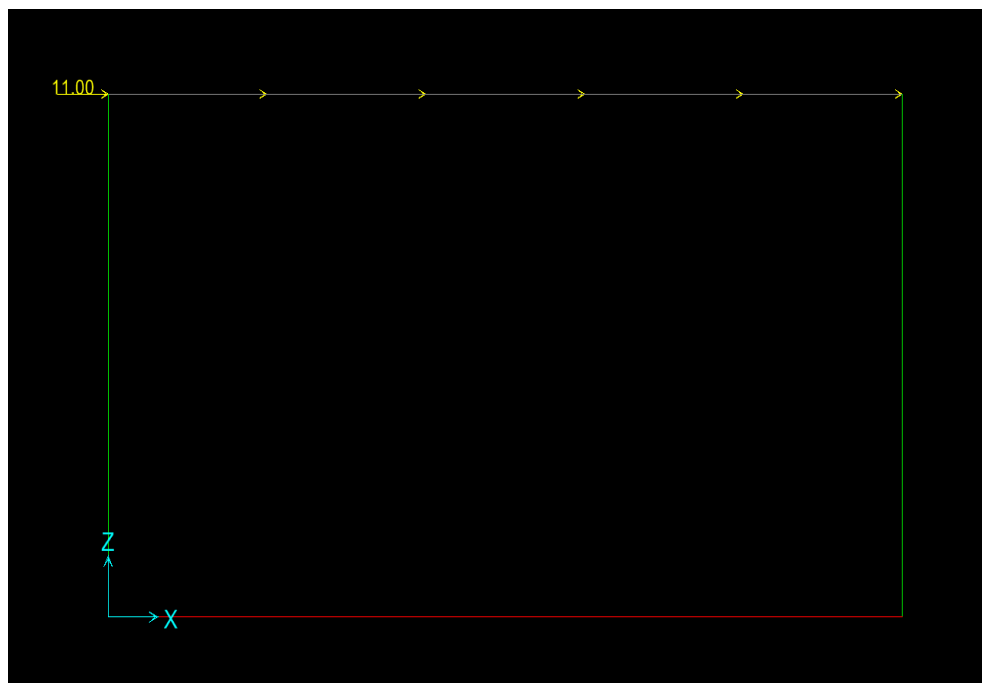


Figura 17 – FRENATURA DIREZIONE DX

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 15

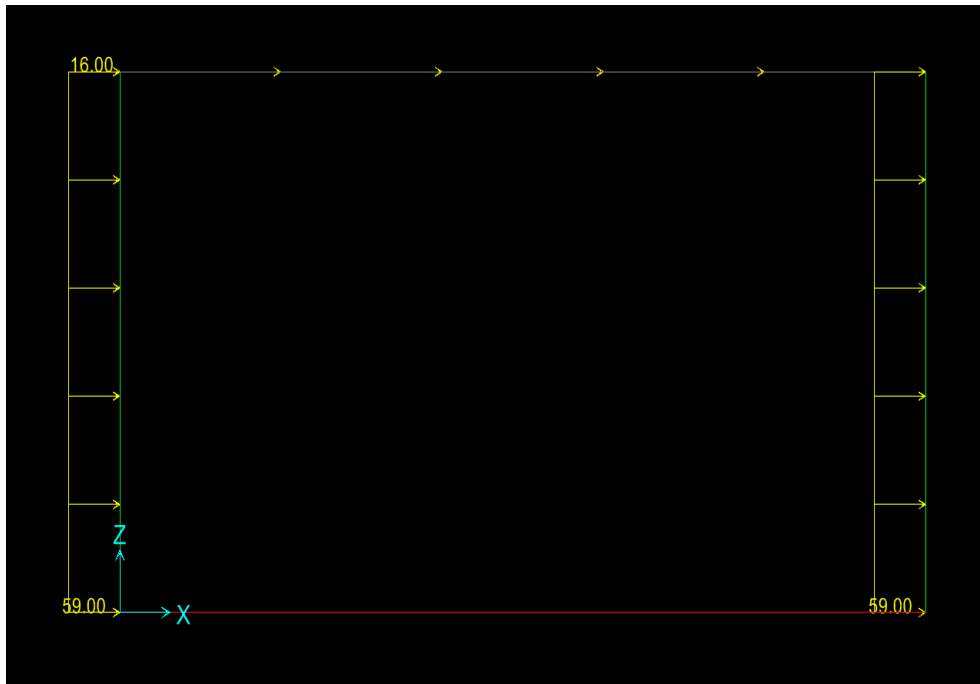


Figura 18 – SISMA ORIZZONTALE

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 16

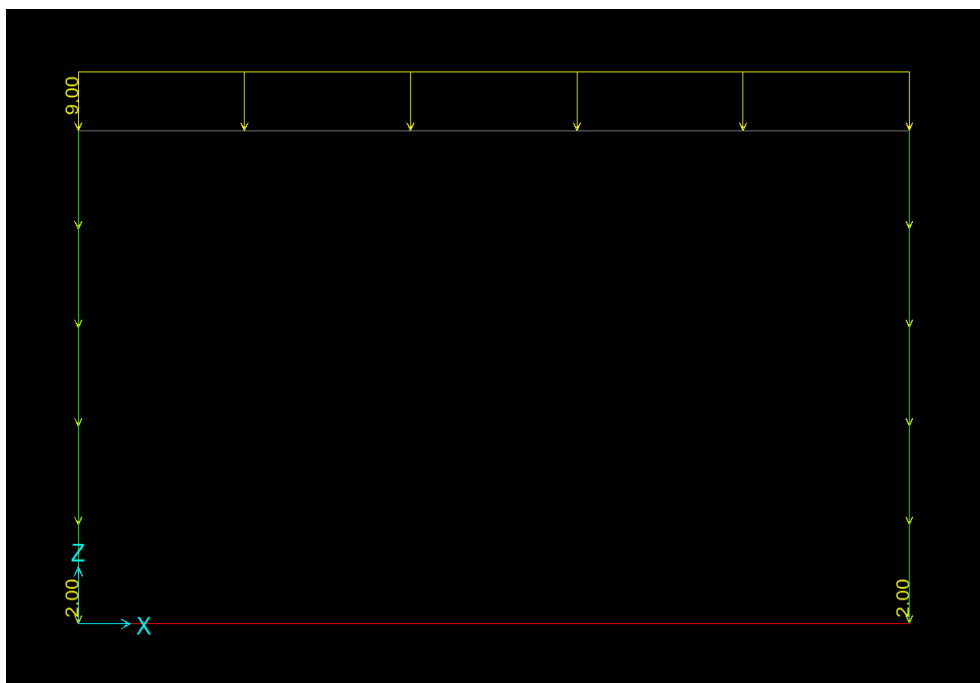


Figura 19 – SISMA VERTICALE

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 17

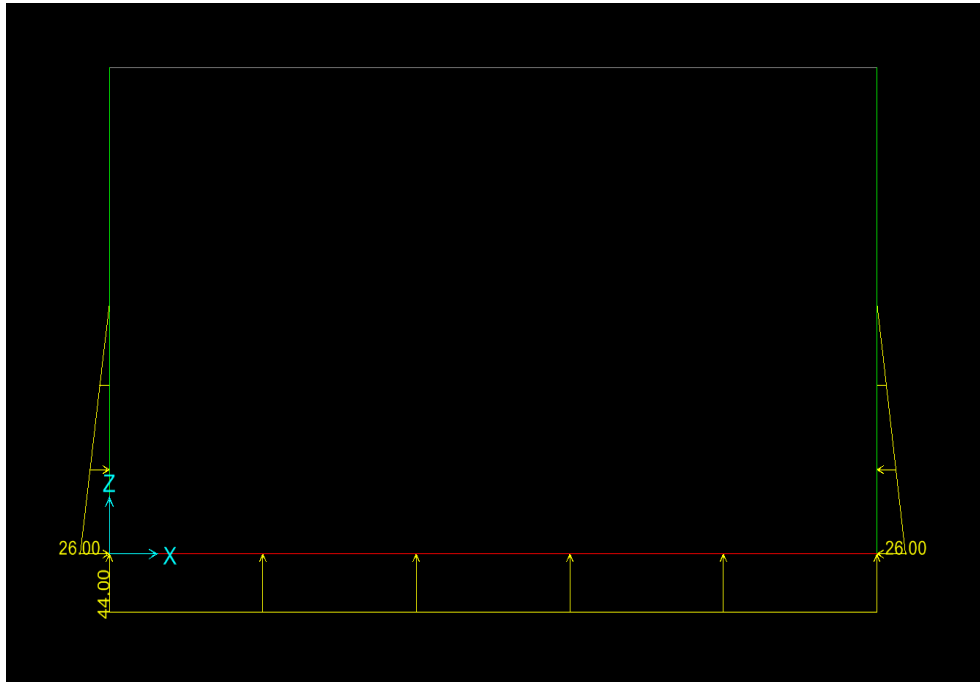


Figura 20 – CARICO ACQUA DI FALDA

7.6 Risultati

DIAGRAMMA DELLO SFORZO NORMALE (ENV-SLU)

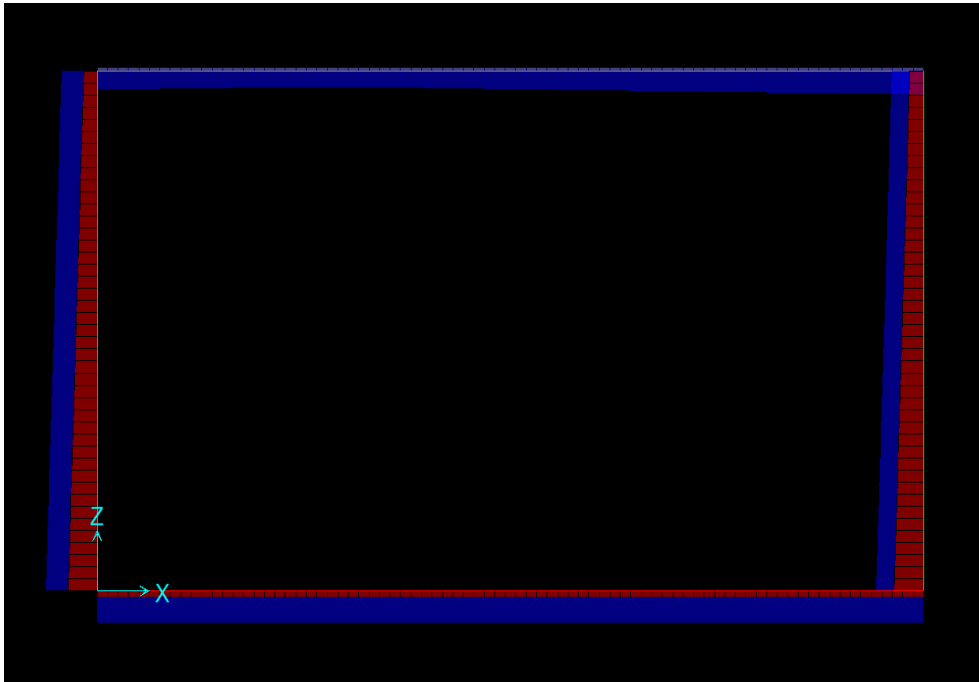


DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE (ENV-SLU)

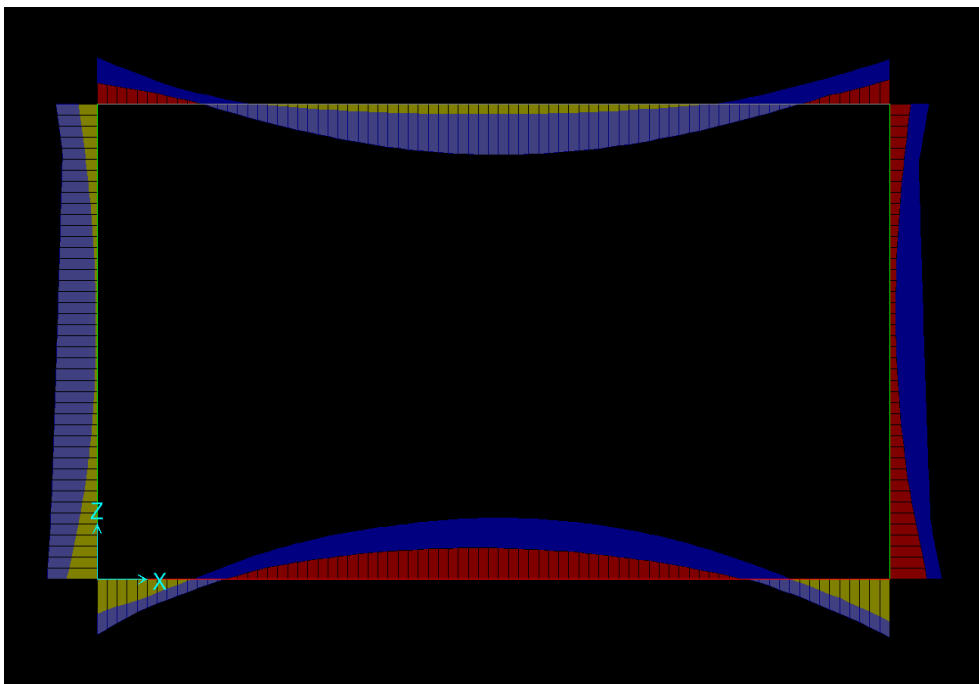


DIAGRAMMA DEL TAGLIO (ENV-SLU)

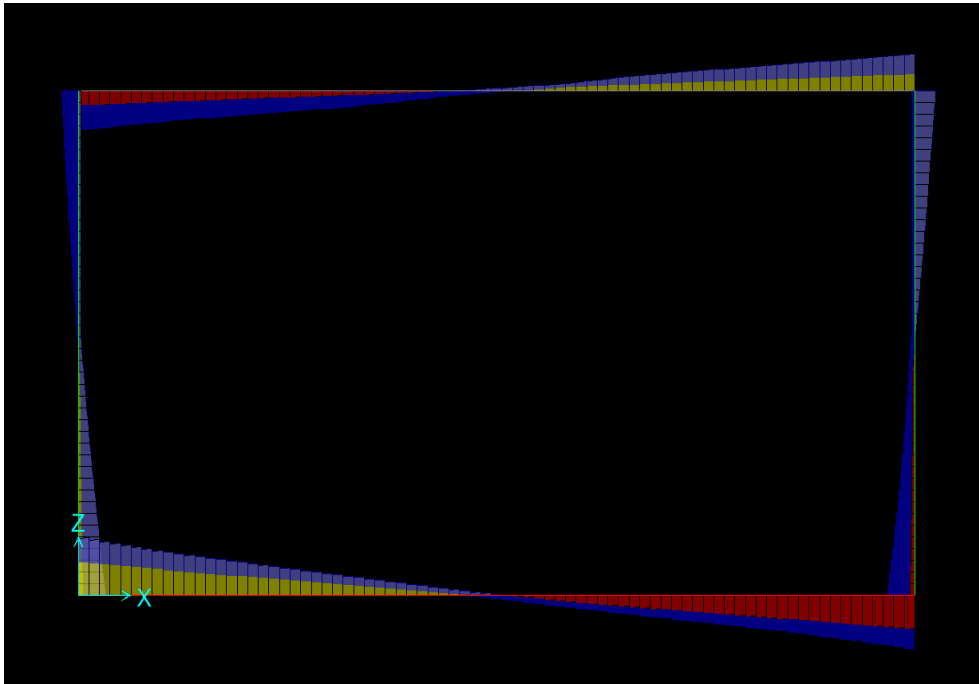
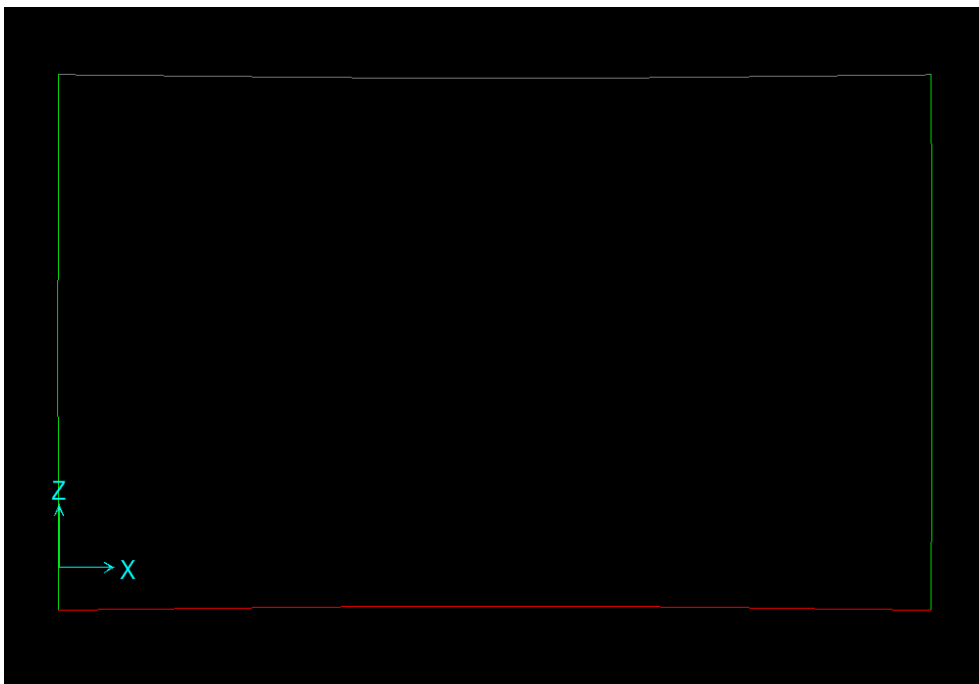


DIAGRAMMA DELLE DEFORMAZIONI (STR1-Effetto amplificato)



8 VERIFICHE STRUTTURALI

8.1 Soletta superiore

Le sollecitazioni dimensionanti per la sezione in esame (100cmx140cm) sono le seguenti, non viene riportata l'involuppo SIS in quanto non dimensionante.

COMB		M (kNm)	N (kN)	T (kN)
ENV-SLU	Mezzeria	2275	-570	30
	Incastro	1800	-570	830
ENV-SLE QP	Mezzeria	1185	-210	24
	Incastro	900	-210	490

Armatura prevista:

- 1 Φ 24/10 superiore
- 1 Φ 26/10 inferiore
- Staffe: 1 Φ 12 a 2 b.con passo 25 cm, saranno estese per 4,50 m da ogni nodo di estremità della trave
- Armatura longitudinale minima: 1+1 Φ 18/20

Verifica a pressoflessione

La verifica a pressoflessione viene eseguita con l'ausilio del software VCA Slu 7.7, sviluppato dal Prof. Gelfi.

Le schermate contenenti i risultati di verifica sono qui riportate, inoltre, a favore di sicurezza, non si è considerato il contributo dello sforzo normale.

Verifica C.A. S.L.U. - File: ST01_SS

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	140	1	45.24	8
			2	53.09	132

Tipologia Sezione:
 Rettang. re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione rettangolare con dimensioni b, h, d e posizione dell'asse N.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 2275 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

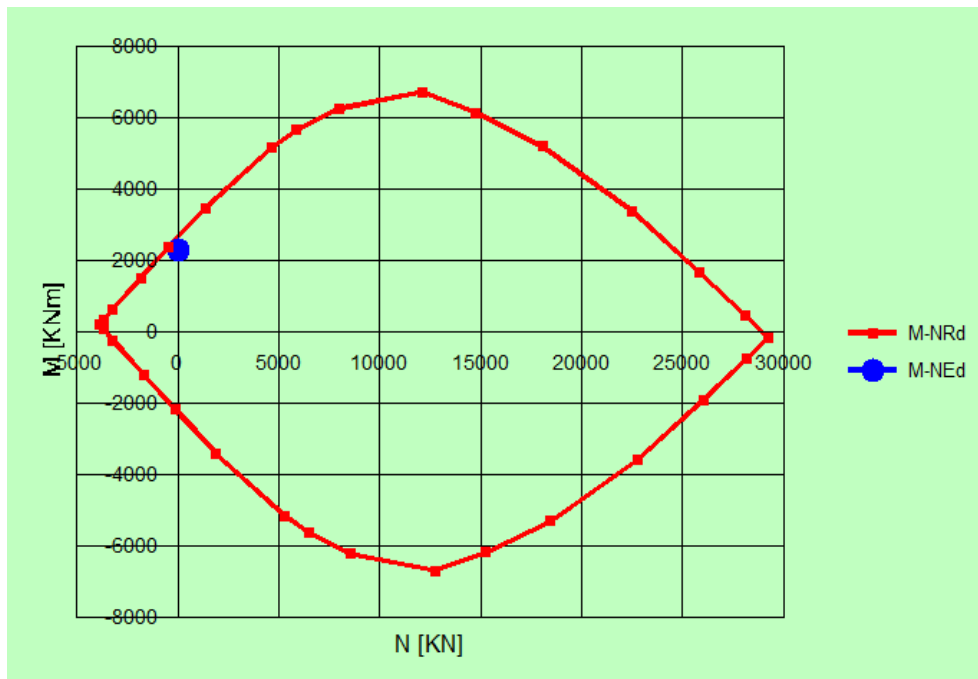
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali:
 B450C C32/40
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ C_{s,adm} 12.25
 C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{cl} 2.114

M_{xRd} 2,632 kNm
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 43.03 ‰
 d 132 cm
 x 9.928 x/d 0.07522
 δ 0.7



La sezione è verificata.

Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione è stata eseguita con un foglio di calcolo Excel, basato sulle NTC 2008, i cui risultati sono riportati nel tabulato seguente.

RELAZIONE DI CALCOLO

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	1185	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	345.31	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	184.00	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	200	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	200000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$r_{p,eff}$	0.02655	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cr}	a_e	6.00	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000656	[-]
		0.000656	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	f_{eq}	26.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	370.50	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.2430	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3	[mm]

La sezione risulta verificata.

Verifica a taglio

La verifica a taglio secondo le NTC 2008 viene eseguita mediante l'ausilio di un foglio di calcolo Excel di comprovata affidabilità ed i cui principali risultati sono riportati nella seguente tabella.

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1320	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	5306.6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1320000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.3892	≤	2
$r_1 =$	0.004020152	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3242		
$V_{Rd,c} =$	515.62	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	427.94	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1320	mm	altezza utile
$z =$	1188	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	226.08	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$V_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	1051.05	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	3886.35	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.354	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

La sezione è verificata.

8.2 Piedritti

Le sollecitazioni per la sezione considerata (100cmx150cm) sono per inviluppo dimensionante:

COMB		M (kNm)	N (kN)	T (kN)
ENV-SLU	Mezzeria	2000	-1380	40
	Incastro	2450	-1380	650
ENV-SLE QP	Mezzeria	1110	-835	26
	Incastro	1570	-835	420

Armatura:

- 1Φ26/10 lato esterno
- 1Φ26/10 lato interno
- Staffe: 1Φ10 a 2b. con passo 25 cm, estese per 1,50 metri da ogni estremità
- Armatura longitudinale: 1+1Φ18/20

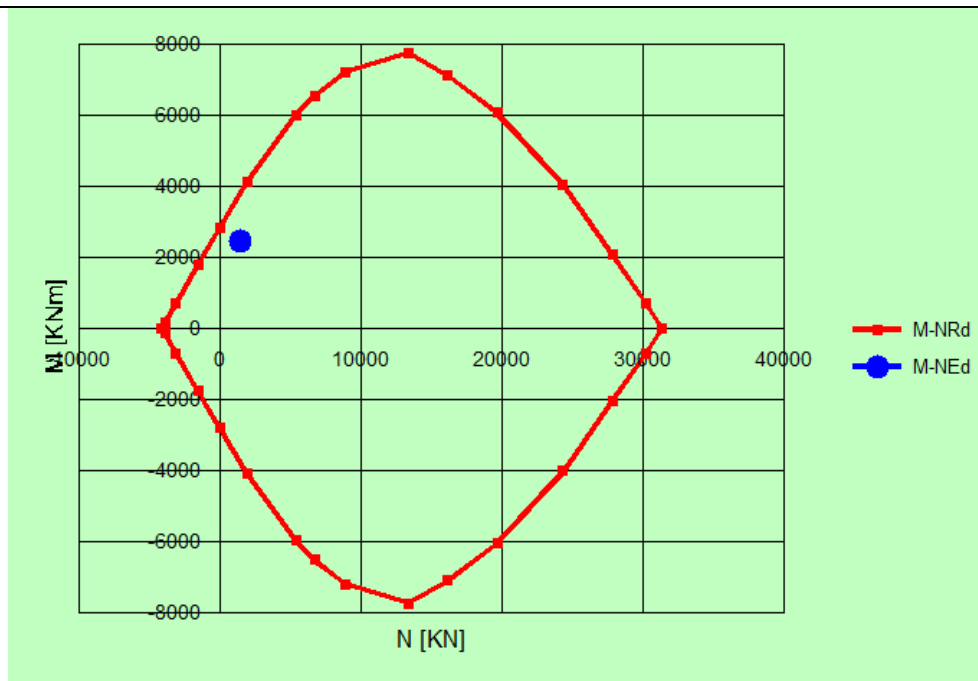
Verifica a pressoflessione

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters and results are as follows:

- Titolo:** (Empty)
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	8
2	53.09	142
- Sollecitazioni:**
 - N_{Ed} : 1380 kN
 - M_{xEd} : 2450 kNm
 - M_{yEd} : 0 kNm
- P.to applicazione N:**
 - Centro (selected)
 - Baricentro cls
 - Coord. [cm]: xN=0, yN=0
- Materiali:**
 - B450C: ϵ_{su} 67.5%, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², ϵ_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1.957%
 - C32/40: ϵ_{c2} 2%, ϵ_{cu} 3.5, f_{cd} 18.13, f_{cc}/f_{cd} 0.8, $\sigma_{s,adm}$ 12.25, τ_{co} 0.7333, τ_{cl} 2.114
- Results:**
 - M_{xRd} : 3.756 kNm
 - σ_c : -18.13 N/mm²
 - σ_s : 391.3 N/mm²
 - ϵ_c : 3.5%
 - ϵ_s : 33.69%
 - d : 142 cm
 - x : 13.36, x/d : 0.09412
 - δ : 0.7
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ (selected), Metodo n
- Tipo flessione:** Retta (selected), Deviata
- N° rett.:** 100
- Buttons:** Calcola MRd, Dominio M-N, L_d 0 cm, Col. modello, Precompresso



La sezione è verificata.

Verifica a fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	1570	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	354.81	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	s_s	225.46	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	200	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	200000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$r_{p,eff}$	0.02655	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	a_e	6.00	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$e_{sm} - e_{cm}$	0.000863	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	f_{eq}	26.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	319.50	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.2758	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3	[mm]

La verifica è superata.

Verifica a taglio

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1420	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	5306.6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1420000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.3753	≤	2
$r_1 =$	0.003737042	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3193		
$V_{Rd,c} =$	535.91	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	453.44	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1420	mm	altezza utile
$z =$	1278	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	157	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	785.19	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	4180.77	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.246	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

La sezione è verificata.

8.3 Soletta inferiore

Le sollecitazioni per la sezione considerata (100cmx150cm) sono per l'involuppo dimensionante:

COMB		M (kNm)	N (kN)	T (kN)
ENV-SLU	Mezzeria	2730	-760	56
	Incastro	2150	-760	1270
ENV-SLE QP	Mezzeria	1740	-480	17
	Incastro	1360	-480	770

Armatura:

- 1Φ28/10 superiore
- 1Φ26/10 inferiore
- Staffe 1Φ12 a 2b. con passo 20 cm, estese per 4,50 metri da entrambe le estremità
- Armatura longitudinale: 1+1Φ18/20

Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: ST01_SI

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	53.09	8
			2	61.58	142

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 2730 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C, C28/35

Metodo di calcolo: S.L.U., Metodo n

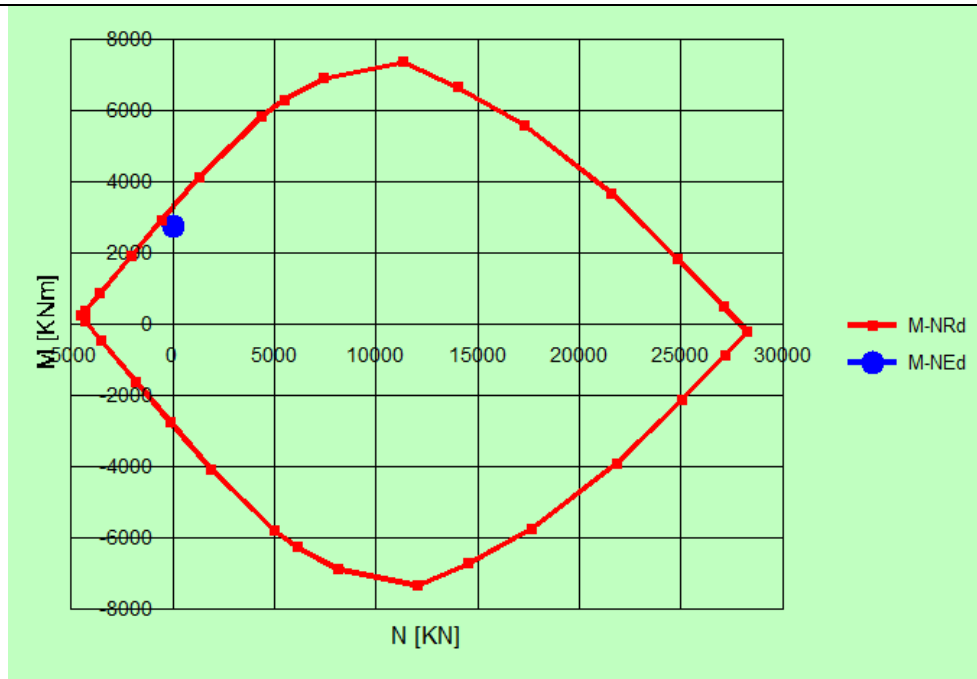
Tipo flessione: Retta, Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso



La sezione è verificata.

Verifica a fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q,p}$	1740	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	379.94	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	s_s	216.55	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	200	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	200000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$r_{p,eff}$	0.03079	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	a_e	6.19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$e_{sm} - e_{cm}$	0.000869	[-]
		0.000869	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	f_{eq}	28.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	307.61	[mm]
		307.61	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.2672	[mm]

RELAZIONE DI CALCOLO

Ampiezza massima delle fessure W_{max} 0.3 [mm]

La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	28	Mpa	
$d =$	1420	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	6154.4	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1420000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.3753	≤	2
$r_1 =$	0.004334085	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.1733
$v_{min} =$	0.2987		
$V_{Rd,c} =$	538.54	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	424.16	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1420	mm	altezza utile
$z =$	1278	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	226.08	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	200	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5328		
$f_{cd} =$	15.87	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	1413.35	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	3725.29	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.442	≤	4.22688	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

La verifica è soddisfatta.

8.4 Verifiche geotecniche

Essendo lo scatolare una struttura rigida, le azioni orizzontali comportano dal lato sfavorevole una rapida diminuzione di spinta (da regime di K_0 a regime di K_a) che avviene per piccoli spostamenti, mentre dal lato resistente la spinta aumenta tendendo a K_p per cui, in definitiva, la struttura risulta autoequilibrata in direzione orizzontale. Ciò è particolarmente significativo nel caso in esame, considerando che per il terreno di reinterro il rapporto tra K_p e K_a è molto elevato (circa 10).

Poiché le verifiche di capacità portante sono eseguite allo stato limite ultimo (a cui corrispondono per definizione "grandi" spostamenti) si ritiene di poter considerare l'azione resistente massima in regime di spinta passiva.

Si tratta quindi di verificare che, per la combinazione di carico più gravosa, la massima spinta agente sia inferiore a quella resistente assicurando così l'equilibrio della struttura.

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$;

- angolo di attrito $\phi=25^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0,406$ ed un coefficiente di spinta passiva $\lambda_p = 2,464$

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con $p_h = \lambda \gamma_t z$ e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

Azione resistente massima:

$$p_{\min} = [20 * 1,40] * 2,464 = \mathbf{68,99 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{\max} = p_{\min} + [20 * 9,90] * 2,464 = \mathbf{556,86 \text{ kN/m}^2}$$

da cui:

$$F_{\text{res}} = p_{\min} * 9,90 + [p_{\max} - p_{\min}] * 9,90/2 = 68,99 * 9,90 + (556,86 - 68,99) * 9,90/2 = \mathbf{3108 \text{ kN}}$$

Azione agente massima spinta del terreno:

$$p_{\min} = [20 * 1,40] * 0,406 = \mathbf{11,37 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{\max} = p_{\min} + [20 * 9,9] * 0,406 = \mathbf{91,76 \text{ kN/m}^2}$$

da cui:

$$F_{\text{agente_terr}} = p_{\min} * 9,90 + [p_{\max} - p_{\min}] * 9,90/2 = 11,37 * 9,90 + (91,76 - 11,37) * 9,90/2 = \mathbf{510,50 \text{ kN}}$$

Azione agente massima sovraccarico a tergo:

$$p_{\text{acc}} = 90,91 * 0,406 = \mathbf{36,91 \text{ kN/m}^2}$$

da cui:

$$F_{\text{agente_acc}} = p_{\text{acc}} * 9,9 = 36,91 * 9,9 = \mathbf{365,41 \text{ kN}}$$

$$F_{\text{tot}} = 876 \text{ kN} \ll 3108 \text{ kN}$$

Dai calcoli sopra riportati si evince che la resistenza massima del terreno è largamente maggiore rispetto alle azioni agenti, per cui si ritiene la struttura equilibrata.

RELAZIONE DI CALCOLO

Ne consegue che per le verifiche di capacità portante si può ritenere nulla la risultante delle forze orizzontali e considerare unicamente l'azione verticale.

Per analizzare i carichi gravanti sul terreno si fa affidamento al diagramma delle reazioni nodali proposto nella Figura 20.

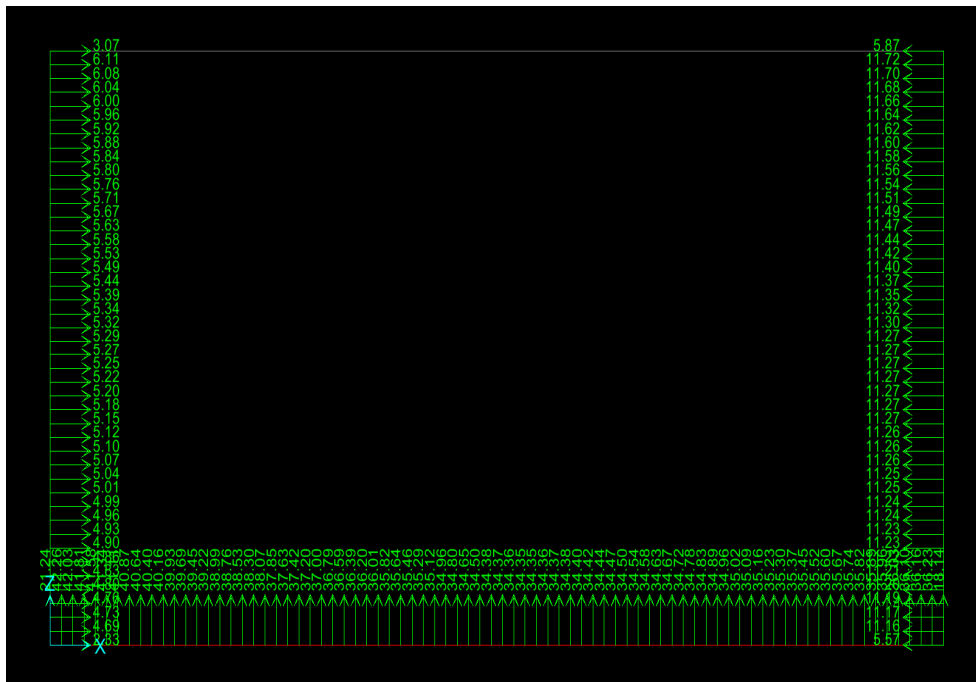


Figura 21 – Reazioni nodali (ENV-SLE)

La sollecitazione massima puntuale gravante sul terreno è pari a 42 kN, dalla quale deriva per il principio di azione-reazione, il massimo carico trasmesso dal nodo al suolo e quindi la pressione massima.

$$p_{\max} = \frac{R}{B \cdot i} = \frac{42}{1 \cdot 0,2} \approx 210 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2,10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Considerando uno sviluppo di un metro di fondazione, con applicazione del carico massimo avviene il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale. A tal riguardo si fa riferimento al software di calcolo CARL 6.0 di Aztec Informatica.

Calcolo capacità portante di una fondazione superficiale

Metodo di Hansen

Capacità portante 65288 Kg

Qult (Kg/cmq) 6.53

Qamm (Kg/cmq) 2.61

Nc = 20.721 Nq= 10.662 Nga= 6.758

Fattori di forma

sc = 1.515 sq= 1.466 sga= 0.600

Fattori di profondità del piano di posa

$$dc = 1.393 \quad dq = 1.306 \quad dga = 1.000$$

Fattori di inclinazione del carico

$$ic = 1.000 \quad iq = 1.000 \quad iga = 1.000$$

Fattori di inclinazione del piano di posa

$$gc = 1.000 \quad gq = 1.000 \quad gga = 1.000$$

Fattori di inclinazione del pendio

$$bc = 1.000 \quad bq = 1.000 \quad bga = 1.000$$

Fattori di capacità portante corretti

$$Nc' = 43.720 \quad Nq' = 20.411 \quad Nga' = 4.055$$

Considerata la pressione massima in condizione ENV-SLU è possibile affermare come la verifica sia superata.

Per il calcolo dei cedimenti si fa affidamento al modello di trave alla Winkler, secondo il quale

$$w = \frac{q}{k}$$

Pertanto, considerato come carico agente (su 1 m) quello relativo alla condizione ENV-SLE Frequente:

$$q = 175 \text{ kN}$$

$$k_v = 2900 \text{ kN/m/m}$$

$$w_{ass} = 0,060 \text{ m}$$

I cedimenti ammissibili dalle strutture (Sowers, 1962) per strutture intelaiate devono essere compresi tra 2 e 10 cm.

8.5 Verifica a galleggiamento

La falda nell'area di progetto risulta essere posta 3 metri al di sotto del piano campagna, pertanto nella sezione verificata risulta un carico idrico pari a 4,40 metri rispetto l'intradosso della soletta inferiore, che genera una pressione verticale pari a

$$P_v = 4,40 \times 10 = 44 \text{ kN/m}^2$$

In fase di esercizio si considera invece una falda posta 1 m sotto il piano campagna, pertanto il carico idrico sulla soletta inferiore si innalza a

$$P_v = 6,50 \times 10 = 65 \text{ kN/m}^2$$

La verifica viene effettuata attraverso un foglio di calcolo Excel i cui risultati sono qui riportati.

$g_w =$	10	kN/m^3	peso specifico volume d'acqua
$h_{w1} =$	4.4	m	altezza del battente idraulico in fase di costruzione
$h_{w2} =$	7.5	m	altezza del battente idraulico in fase di esercizio
$g_{CLS} =$	25	kN/m^3	peso specifico struttura in c.a.
$g_{TERR} =$	20	kN/m^3	peso specifico volume di terreno sopra al tappo di fondo

COMUNE DI REGGIO EMILIA
 PROLUNGAMENTO DELLA S.S. N°9 "TANGENZIALE NORD DI REGGIO EMILIA"
 NEL TRATTO DA SAN PROSPERO STRINATI A CORTE TEGGE

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

B =	17.3	m	larghezza base scatolare							
H =	9.9	m	altezza totale scatolare							
b =	14.3	m	larghezza netta scatolare							
h =	7	m	altezza netta scatolare							
b _{sb} =	0	m	larghezza sbalzo							
h _{sb} =	0	m	altezza sbalzo							
h _R =	1.4	m	altezza ricoprimento							
h _{ZAV} =	0	m	altezza zavorra							
P _{scat} =	1779.25	kN	peso struttura scatolare							
P _{sbalzi} =	0	kN	peso sbalzi							
P _{zavorra} =	0	kN	peso zavorra							
P _{terr} =	0	kN	peso del terreno sugli sbalzi							
P _{ricop} =	484.4	kN	peso del terreno sulla soletta di copertura							
L =	17.3	m	larghezza superficie di base							
B =	1	m	lunghezza superficie di base							
A =	17.3	m ²	area di base							
$1,1 \cdot F_W$	≤	$0,9 \cdot P_{scat}$	+	$0,9 \cdot P_{sbalzi}$	+	$0,9 \cdot P_{zavorra}$				
837.32	≤	1,601.33	+	0.00	+	0.00				
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]				
$1,1 \cdot F_W$	≤	$0,9 \cdot P_{scat}$	+	$0,9 \cdot P_{sbalzi}$	+	$0,9 \cdot P_{zavorra}$	+	$0,9 \cdot P_{terr}$	+	$0,9 \cdot P_{ricop}$
1,427.25	≤	1,601.33	+	0.00	+	0.00	+	0.00	+	435.96
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]

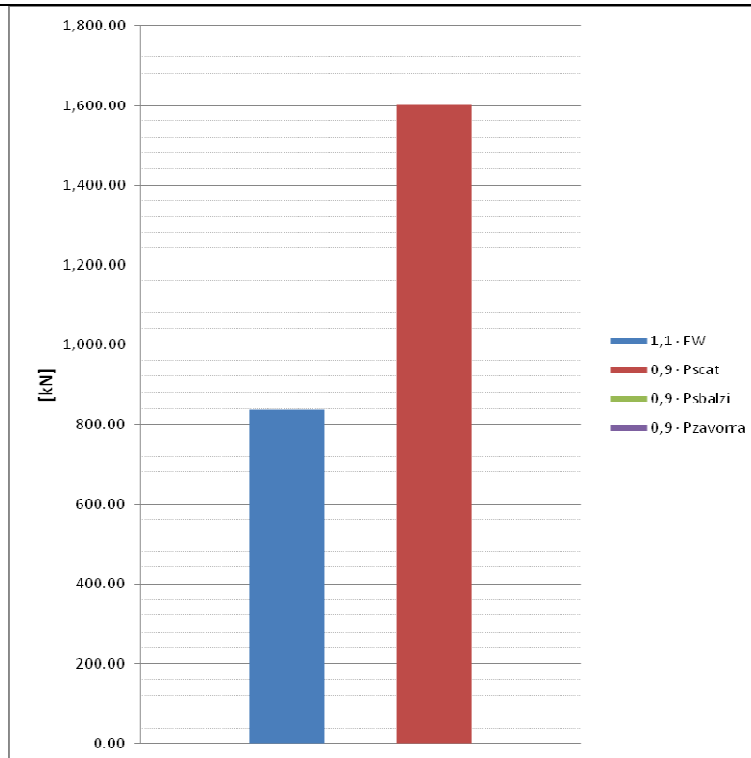


Figura 22 – Istogramma di raffronto delle forze coinvolte nella verifica a galleggiamento in fase di costruzione

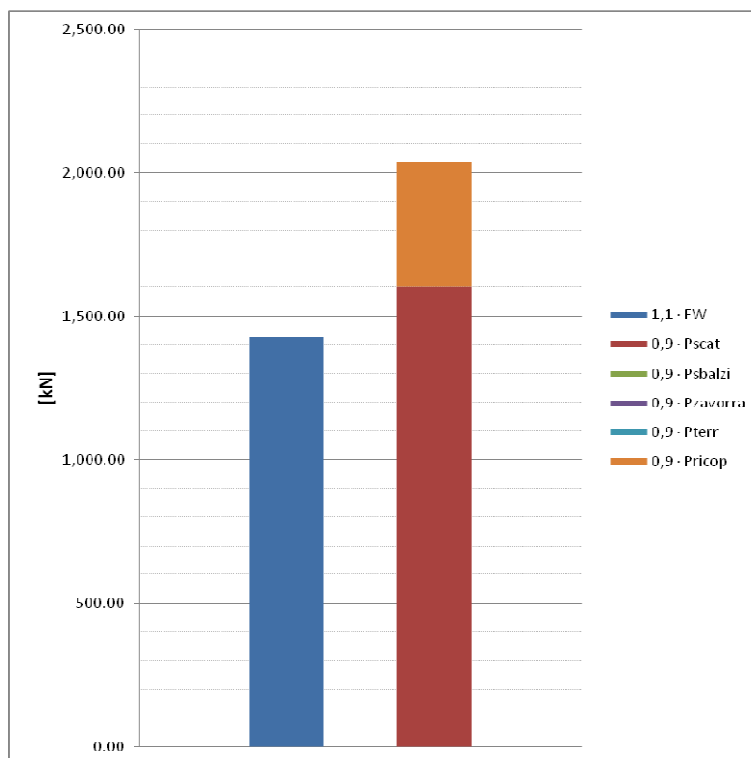


Figura 23 – Istogramma di raffronto delle forze coinvolte nella verifica a galleggiamento in fase di esercizio

9 ANALISI DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO IN DIAFRAMMI

9.1 Modellazione di calcolo

Il calcolo agli elementi finiti del modello di interazione terreno-struttura è stato effettuato utilizzando il codice PARATIE PLUS (versione 9.057) prodotto dalla "CeAs" – Milano – ITA.

Gli effetti nelle opere di sostegno flessibile delle spinte del terreno e delle azioni concentrate offerte dalla tirantatura sono stati esaminati con l'ausilio del programma di calcolo per l'analisi di strutture di sostegno flessibili PARATIE Plus 2011.

PARATIE Plus® analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

La simulazione numerica utilizzata segue due differenti percorsi:

- Analisi classica = viene eseguita una analisi all'equilibrio limite della singola o doppia paratia. Il calcolo delle sollecitazioni avviene per mezzo delle teorie classiche. Il calcolo degli spostamenti avviene tramite un'analisi elastica semplificata considerando lo schema di carico e di vincoli imposti dall'Utente.
- Analisi non lineare secondo un modello "a molle" elasto plastiche" per la parte terreno. La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:
 - si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
 - la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
 - il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
 - i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Lo scopo di PARATIE Plus® è lo studio di un problema definito; in altre parole, il programma analizza la risposta, durante le varie fasi realizzative, di una parete caratterizzata in tutte le sue componenti (altezza, infissione e spessore della parete, entità dei tiranti, ecc.). Il problema è ricondotto a uno schema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura seguente.

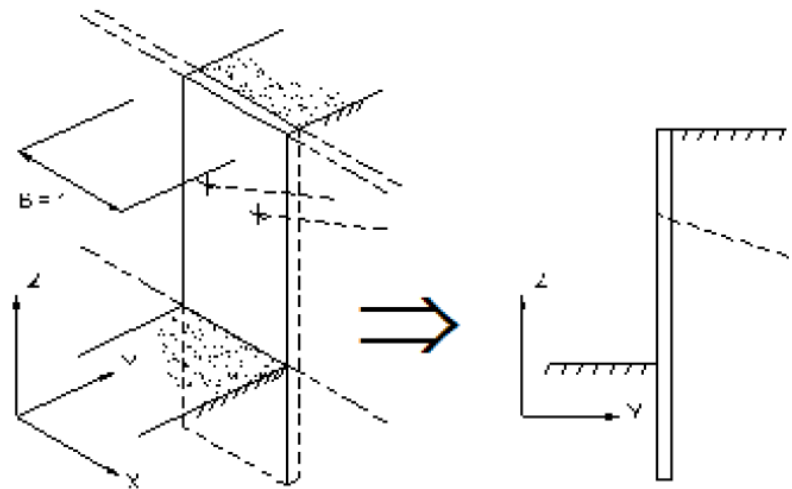


Figura 24 – schema analizzato

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:

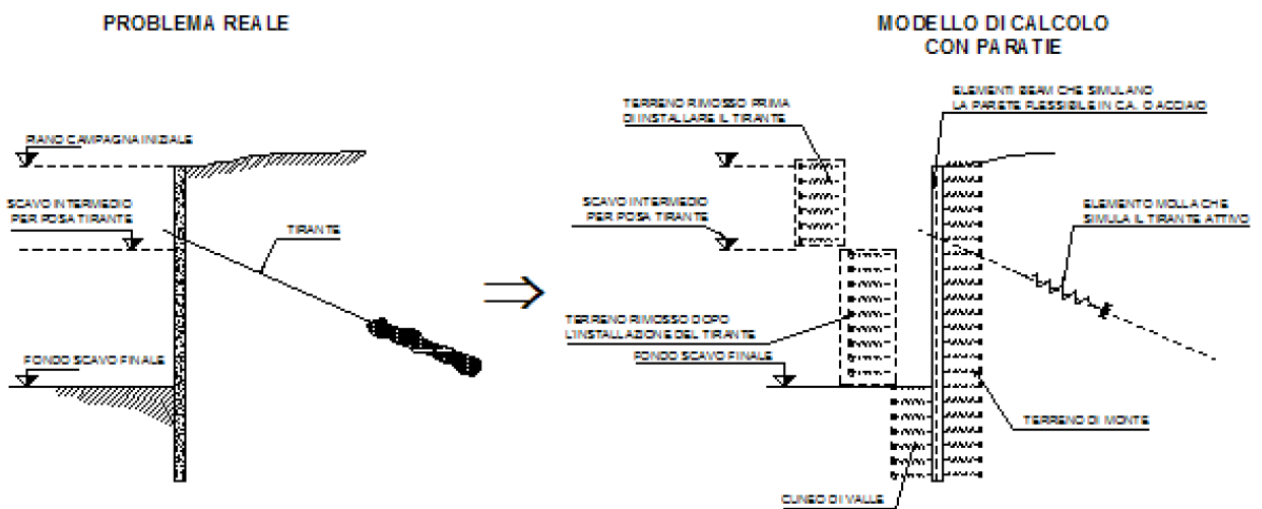


Figura 25 – modello in paratie

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.

PARATIE calcola internamente e aggiorna costantemente tale parametro, sulla base del modulo elastico (Young) e la geometria del muro. In altre parole, ad ogni passo, la rigidezza K della "molla" viene calcolata dalla seguente equazione:

$$k = a \cdot \frac{E_s \cdot t}{L}$$

dove

a è un fattore di scala posto pari a 1

Es è il modulo di Young del terreno

t è l'interasse della molla

L è un parametro geometrico che tiene conto della geometria del muro

Il valore di L è differente in funzione del lato della paratia considerato (monte o valle):

$$L_M = \frac{2}{3} \cdot H' \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)$$

$$L_V = \frac{2}{3} \cdot (H' - D) \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)$$

dove

D è la profondità di scavo

H è l'altezza totale del paramento

H' è definito come $\min(2D, H)$

Nella figura seguente viene riportato in via grafica il criterio per la definizione di LM e LV:

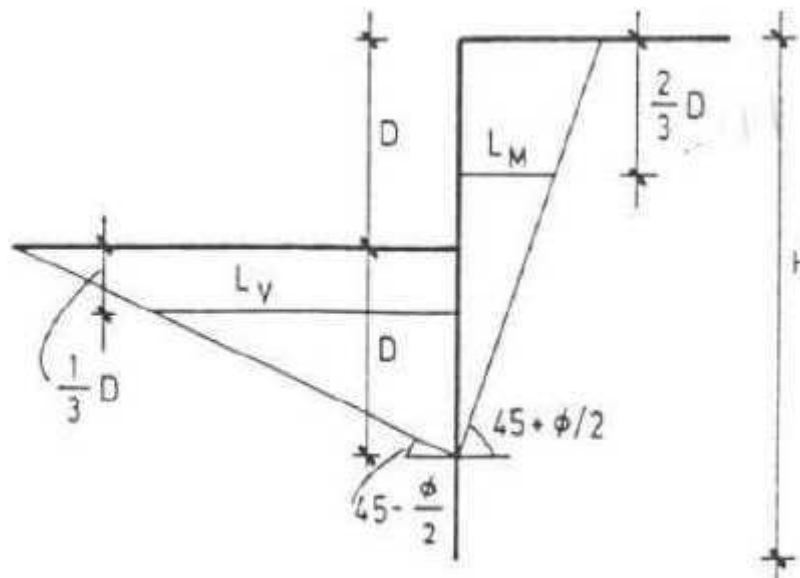


Figura 26 – criterio LM e LV

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.

RELAZIONE DI CALCOLO

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, 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 scavo
- 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.

I contrasti rappresentati dai tiranti sono schematizzati mediante elementi finiti che divengono attivi a partire dal momento in cui vengono inseriti. L'inserimento di tali elementi provoca nel modello due effetti:

- l'insorgenza di una forza nel nodo di applicazione, corrispondente alla forza di coazione eventualmente imposta;
- la modifica delle rigidezze globali della struttura (matrice di rigidezza assemblata) attraverso l'aggiunta di un contributo pari alla rigidezza del contrasto.

Quando, nelle fasi successive, in corrispondenza del nodo ove il tirante è connesso viene a modificarsi lo spostamento, lo stato di sollecitazione nel tirante subirà incrementi pari all'incremento di spostamento moltiplicato per la rigidezza. Nelle equazioni di equilibrio si tiene ovviamente conto delle variazioni di sforzo nei contrasti.

9.2 Criteri di verifica

9.2.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

9.2.1.1 Verifiche a presso-flessione

Si verifica che le coppie di sollecitazioni (N_{Ed} , M_{Ed}) ottenute per la combinazione fondamentale verifichino la disuguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

ovvero siano interne al dominio di resistenza della sezione esaminata.

9.2.1.2 Verifiche a taglio

Si verifica che risulti:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio resistente in assenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

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

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2 ; v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

d = altezza utile della sezione in mm

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2f_{cd}$)

b_w = larghezza della membratura resistente a taglio in mm

Il taglio resistente in presenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

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

dove:

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta)}{(1 + \text{ctg}^2 \vartheta)}$$

A_{sw}	area armatura trasversale
s	passo armatura trasversale
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave
ϑ	angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$)
α_c	coefficiente amplificativo pari a:
	1 per membrane non compresse
	$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$
	1.25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,50f_{cd}$
	$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,50 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

9.2.1.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

In relazione alle classi di esposizione delle singole parti di struttura si adottano i limiti di apertura delle fessure e tensionali come da normativa a seconda del tipo di combinazione di carico.

Verifica di apertura delle fessure:

L'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D. M. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR e QP della normativa vigente. La verifica a fessurazione viene eseguita in condizione di ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

- combinazione di carico Frequente: $w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$
- combinazione di carico quasi permanente: $w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$

Verifica delle tensioni di esercizio:

Le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0,80 f_{yk}$.

9.2.2 Verifiche dei tiranti

Devono essere confrontate:

- La massima azione di progetto Pd, determinata valutando i possibili stati limite (SLE, SLU) e relativi coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I. del paragrafo 6.6 delle NTC2008
- la resistenza di progetto Rad, determinata applicando alla resistenza caratteristica Rak i fattori parziali γ_R riportati nella Tab. 6.6.I. delle NTC2008

Inoltre nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio sia sempre minore della resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero.

Per il tirante si definiscono allo scopo le seguenti entità :

- n = numero di trefoli
- A = area sezione trefolo
- p% = perdite totali di tensione (rilassamento+attrito)
- $S_{s,es}$ = tasso nominale di esercizio = $0,8 f_{p(1)k}$
- T_b = tiro di bloccaggio
- T_{nom} = tiro di esercizio nominale = $n * A * S_{s,es}$
- T_e = tiro di esercizio ammissibile = $b * T_{nom} = n * b * A * S_{s,es}$
- T_0 = $T_b(1-p\%)$ = tiro iniziale di calcolo a * T_e
- T_{max} = tiro massimo di calcolo $> T_0$
- T_c = tiro di collaudo = $c * T_{max}$

Ogni trefoli utilizzato per la realizzazione dei tiranti deve rispettare le seguenti prescrizioni:

- è costituito da 7 fili in acciaio armonico con:

$$f_{p(1)k} > 1670 \text{ MPa}$$

$$S_{s,es} = 1336 \text{ MPa}$$

- Area $A=139 \text{ mm}^2$, avendo con $\phi = 0,6'' = 15,2 \text{ mm}$

- è stabilizzato , con $p\% = 0,07$
- $a = 0,8$
- $b = 0,9$ (AICAP 93 per tiranti nel terreno)
- $c = 1,2$ (AICAP 93 per tiranti nel terreno, da mantenere in opera)
- $T_{nom} = n \cdot 18,57$ ton
- $T_e = n \cdot 16,71$ ton (da ridurre cautelativamente a $n \cdot 15,0$ ton)
- $T_0 = n \cdot 15,0 \cdot 0,8 = n \cdot 12,0$ ton
- $T_b = n \cdot 15,0 \cdot 0,8 / (1 - 0,07) = n \cdot 15,0 \cdot 0,86 = n \cdot 12,9$ ton

La verifica di resistenza a trazione è condotta sia nei confronti dello SLE che dello SLU.

Verifica SLE

Il valore massimo del tiro $T_{max,SLE}$, ottenuto con l'analisi "A", deve risultare minore del tiro di esercizio T_e :

$$T_{max,SLE} < T_e$$

$$T_e = 0,9 \cdot 0,8 \cdot f_{p(1)k} \cdot n \cdot A \quad \text{a favore di sicurezza si assume } T_e = n \cdot 150 \text{ kN}$$

con:

$$f_{p(1)k} = 1670 \text{ MPa}$$

$$n = \text{numero trefoli}$$

$$A = 139 \text{ mm}^2 \text{ (area singolo trefolo)}$$

Verifica SLU

Nel rispetto della gerarchia delle resistenze si è verificato che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero R_{pd} sia maggiore della resistenza a sfilamento (bulbo terreno) della fondazione dell'ancoraggio R_{ad} . Deve quindi risultare:

$$R_{pd} > R_{ad} > P_d$$

con:

$$R_{pd} = f_{p(1)k} \cdot n \cdot A / \gamma_s = n \cdot 202 \text{ kN} \quad (\gamma_s = 1,15)$$

$$R_{ad} = \text{resistenza a sfilamento della fondazione, pari al minimo tra:}$$

$$R_{ak1} / FS_1 = \tau_1 \cdot (\pi \cdot D_1 \cdot L_1) / FS_1 = \tau_1 \cdot (\pi \cdot D_1 \cdot L_1) / 2 \quad \text{sfilamento tra bulbo e terreno}$$

$$R_{ak2} / FS_2 = \tau_2 \cdot (\pi \cdot D_2 \cdot L_2) / FS_2 = 1200 \cdot (\pi \cdot D_2 \cdot L_2) / 1,3 \quad \text{sfilamento tra malta e trefoli}$$

$$\tau_1 = \text{assunto pari a } 150 \text{ kPa per } \beta < 10^\circ \text{ e } z < 10 \text{ m}$$

$$= \text{assunto pari a } 230 \text{ kPa per } \beta > 10^\circ \text{ e } z < 12 \text{ m}$$

= assunto pari a 250 kPa per $\beta > 10^\circ$ e $z < 15$ m

= assunto pari a 350 kPa per $\beta > 10^\circ$ e $z > 15$ m

P_d = massima azione di progetto considerando tutti i possibili stati limite ultimi e di esercizio

$D_1 = \alpha \cdot D_p$ con $\alpha = 1,7$ e D_p diametro di perforazione pari a 180 mm (per tutti i tiranti)

$D_2 = \beta \cdot \phi$

ϕ = diametro di un trefolo = 15.2mm

β = coefficiente funzione del numero di trefoli del tirante

D_2 = diametro equivalente all'insieme di trefoli

N° trefoli da 0.6"=15.2mm per tirante	β	D_2 (mm)
2	2.00	30.40
3	2.15	32.68
4	2.70	41.04
5,6,7	3.00	45.60
8	3.60	54.72
9, 10	3.90	59.28

Tabella 8: coefficienti verifica SLU tiranti

9.3 Metodologia d'intervento e fasi operative

Per la realizzazione degli scavi si impiegheranno paratie di diaframmi in calcestruzzo contrastate mediante ordini di tiranti.

In fase definitiva il contrasto delle paratie sarà fornito dagli elementi di elevazione dei muri ad "U" e dal solettone di fondo.

Le strutture interne si completano con il getto delle contropareti in c.a. contro le paratie, previa posa di guaine impermeabilizzanti.

Le principali fasi esecutive sono:

- Formazione delle corree di guida, realizzazione delle paratie (compresa trave di coronamento)
- Scavi successivi per le opportune tirantature e per la realizzazione del tampone di fondo;
- Scavo finale fino alla quota di imposta del solettone di fondo;
- Posa dell'impermeabilizzazione sul fondo scavo e a ridosso delle paratie (realizzazioni dei relativi massetti in cls);

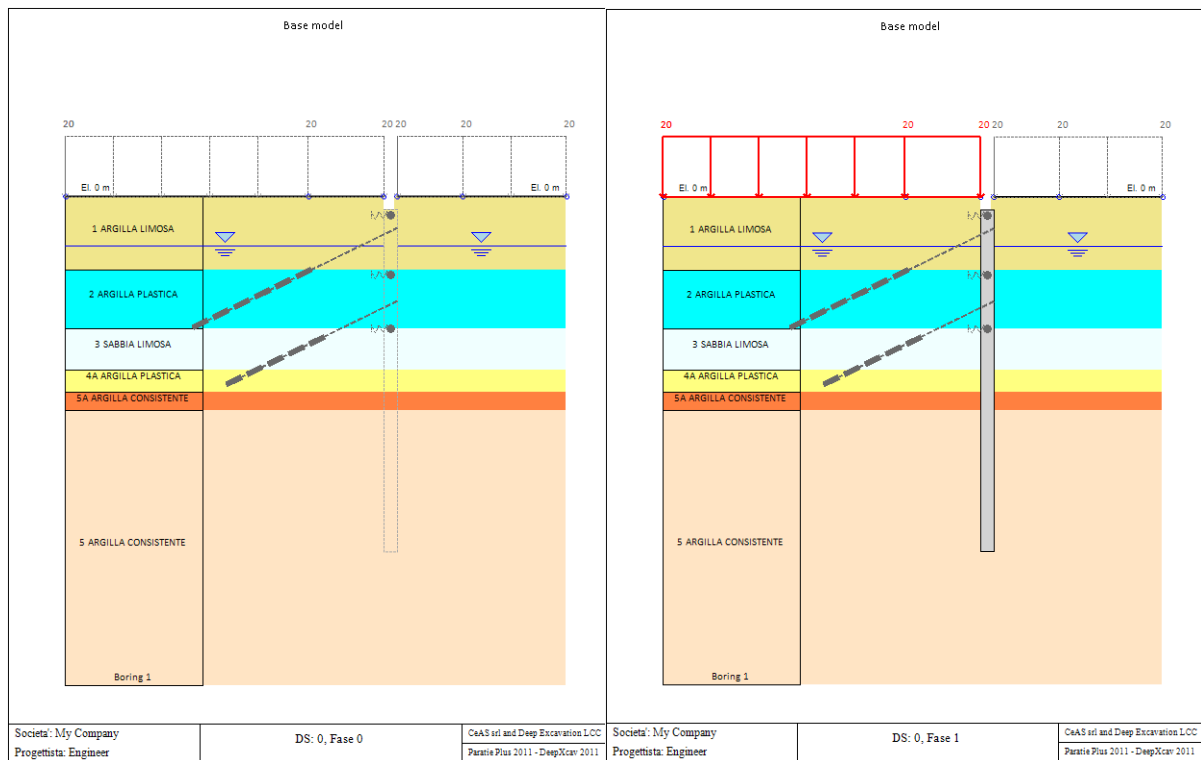
- Getto del solettone di fondo in cui devono essere previste le opere di drenaggio delle acque;
- Completamento dell'impermeabilizzazione delle pareti laterali; getto delle contropareti;
- Completamento delle opere.

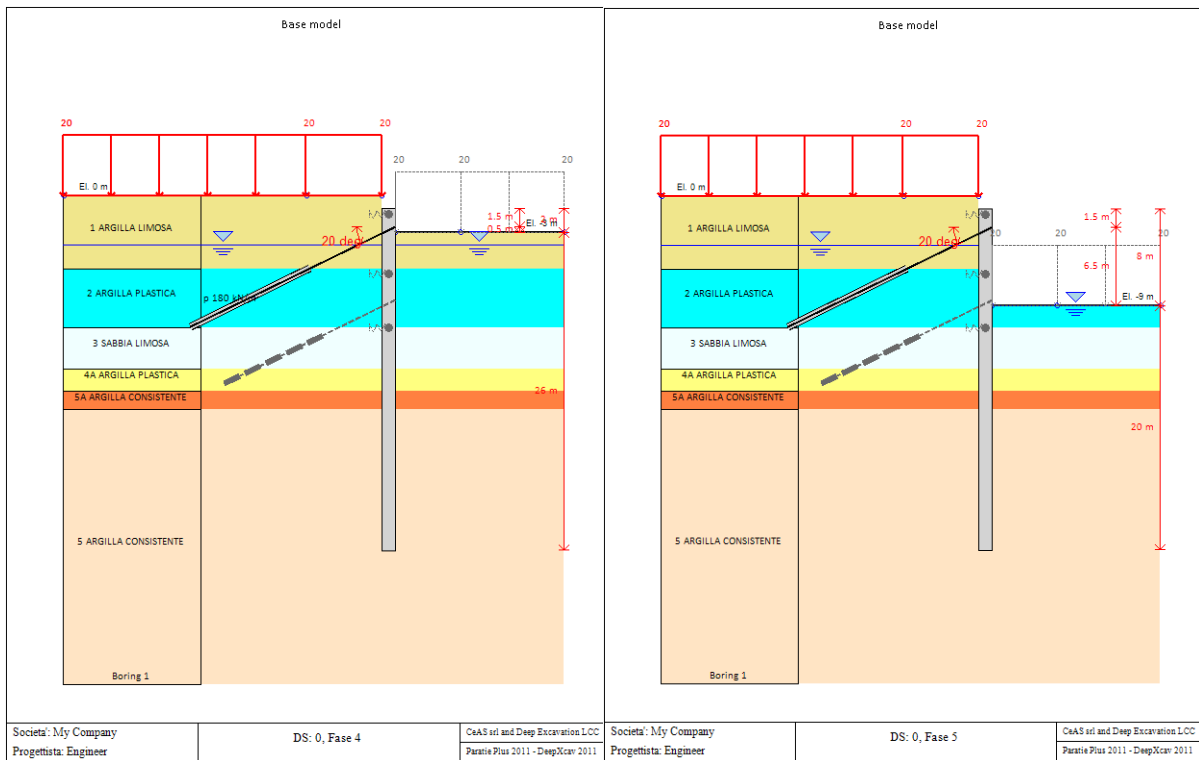
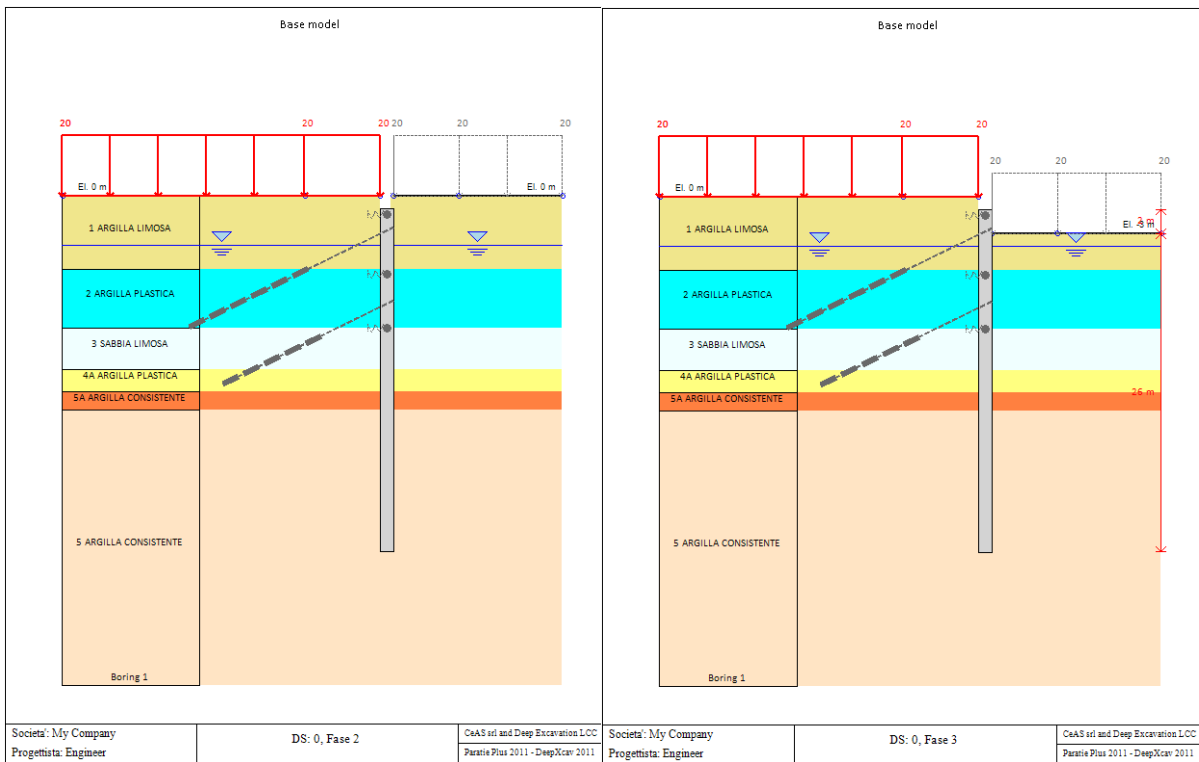
L'esecuzione dei tiranti provvisori dovrà avvenire secondo le seguenti fasi:

- Perforazione secondo la geometria di progetto;
- Posa in opera del tirante, dotato di distanziatori a canne per la successiva iniezione del bulbo di ancoraggio;
- Iniezione della miscela cementizia per la formazione del bulbo di ancoraggio, della lunghezza prevista in progetto;
- Iniezione di cementazione secondaria nella parte libera del tirante tra guaina liscia e parete foro;
- Fissaggio del tirante.

Si riportano nel seguito tutte le fasi implementate nel modello Paratie, per la valutazione dell'interazione terreno-struttura per la sezione con maggior criticità.

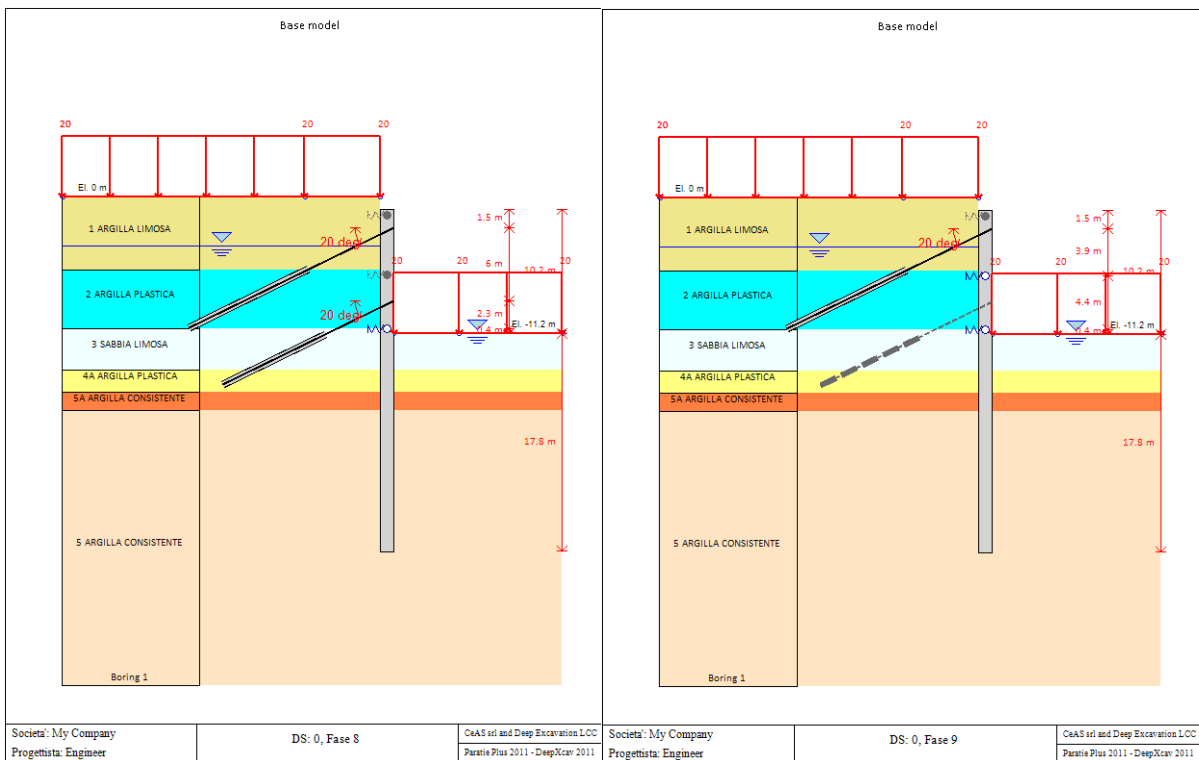
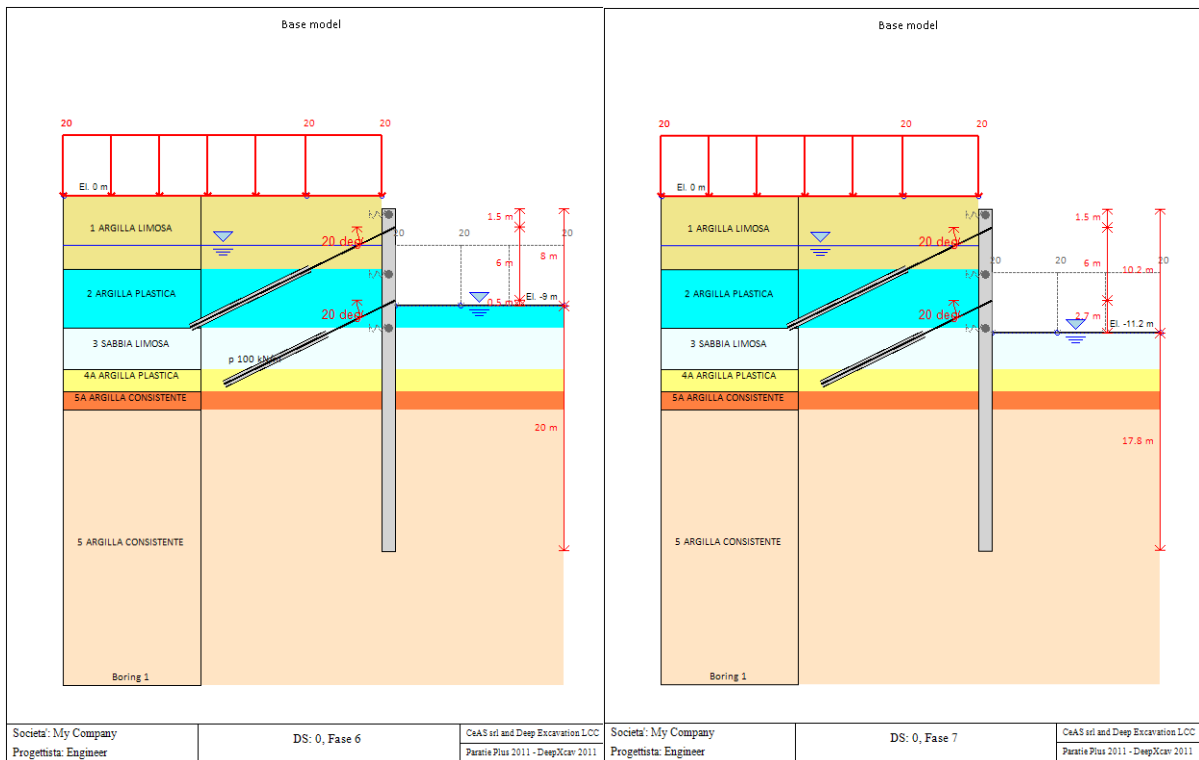
MODELLO SEZIONE TIPO 1 (H=28m s=1.50m con tiranti)

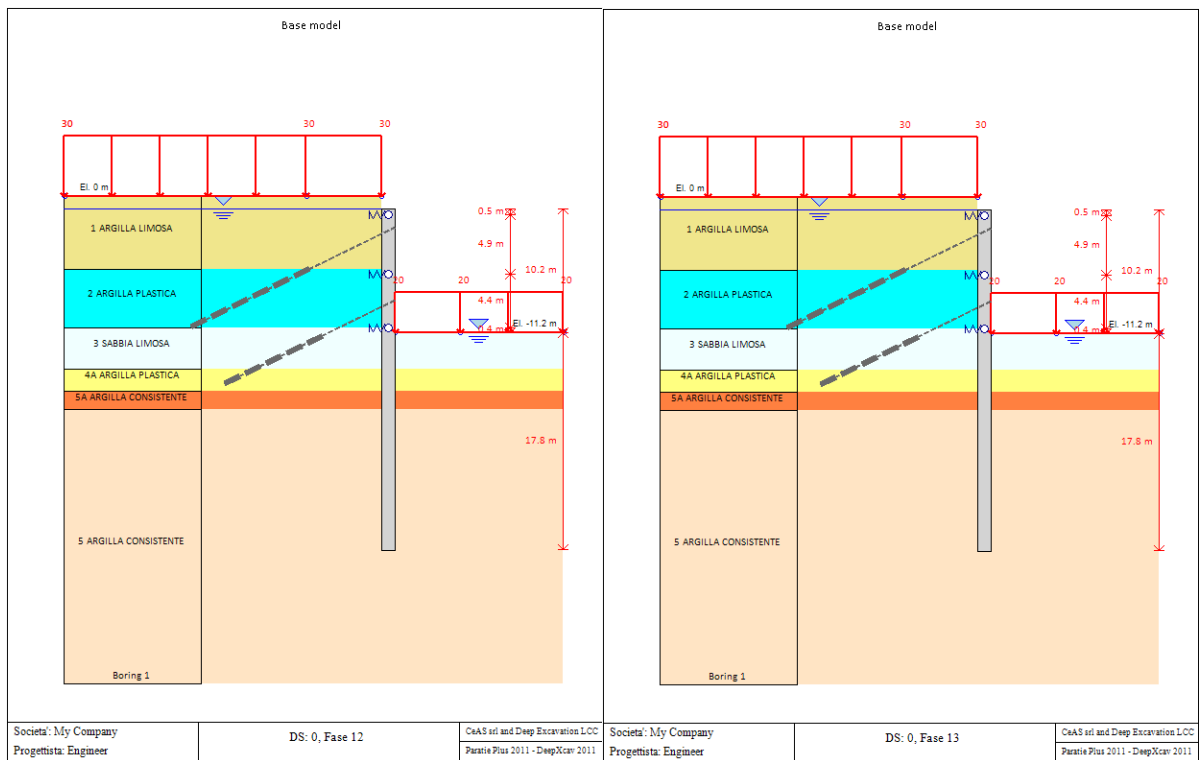
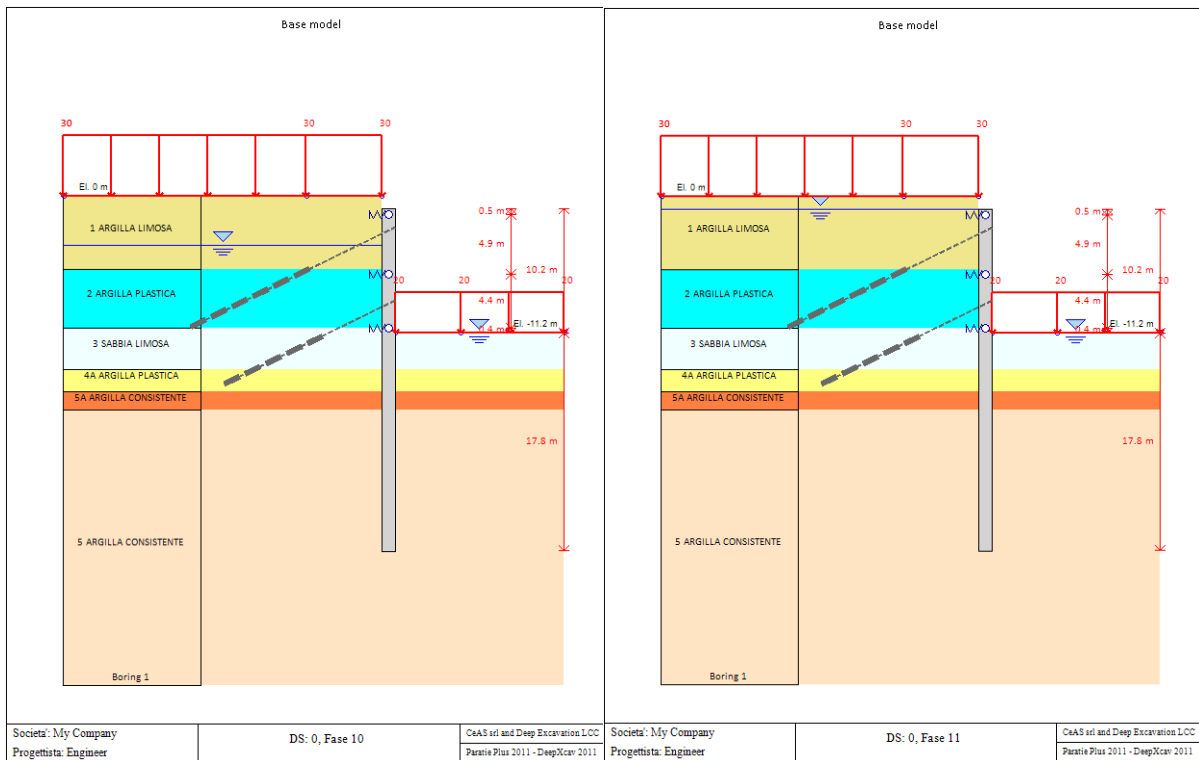




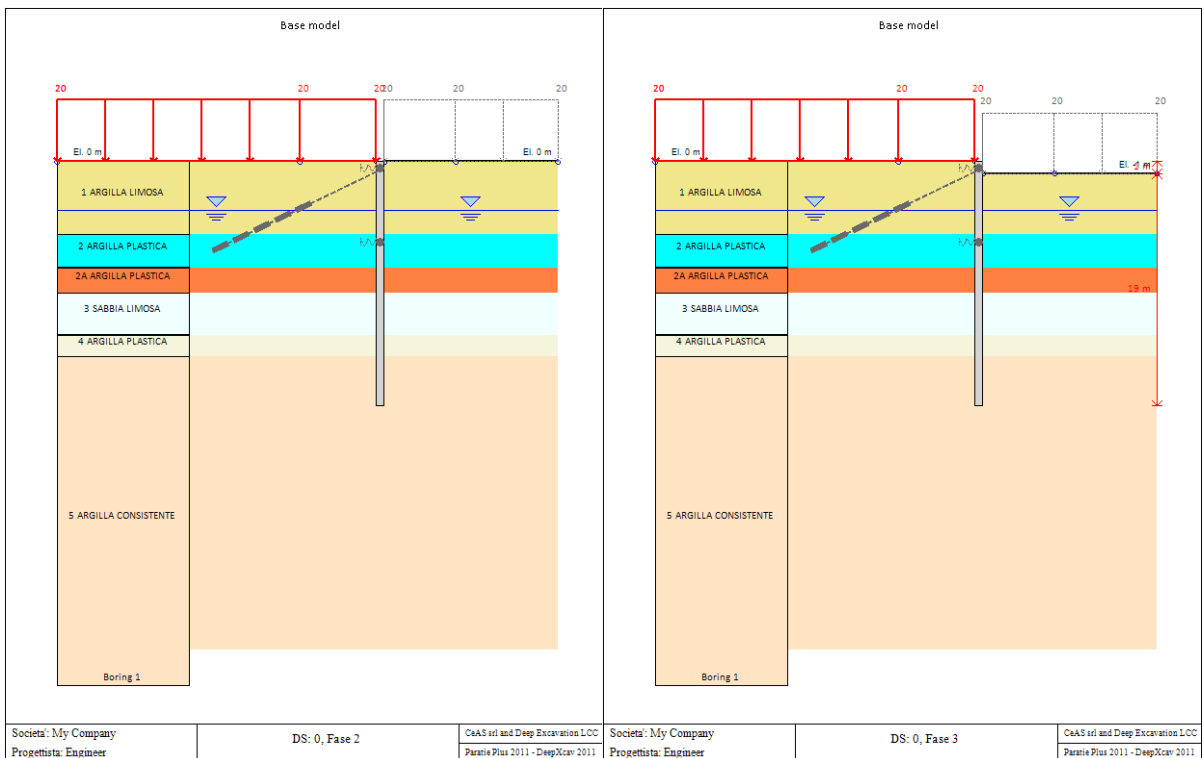
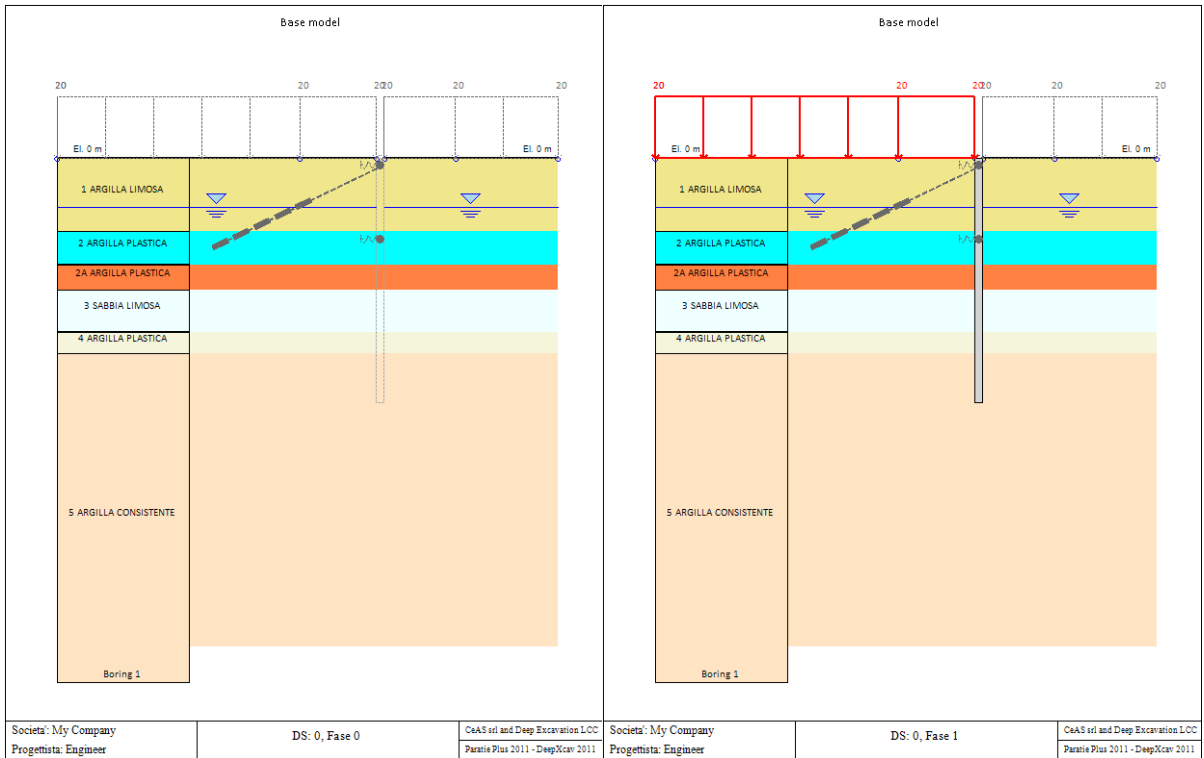
COMUNE DI REGGIO EMILIA
PROLUNGAMENTO DELLA S.S. N°9 "TANGENZIALE NORD DI REGGIO EMILIA"
NEL TRATTO DA SAN PROSPERO STRINATI A CORTE TEGGE
PROGETTO DEFINITIVO

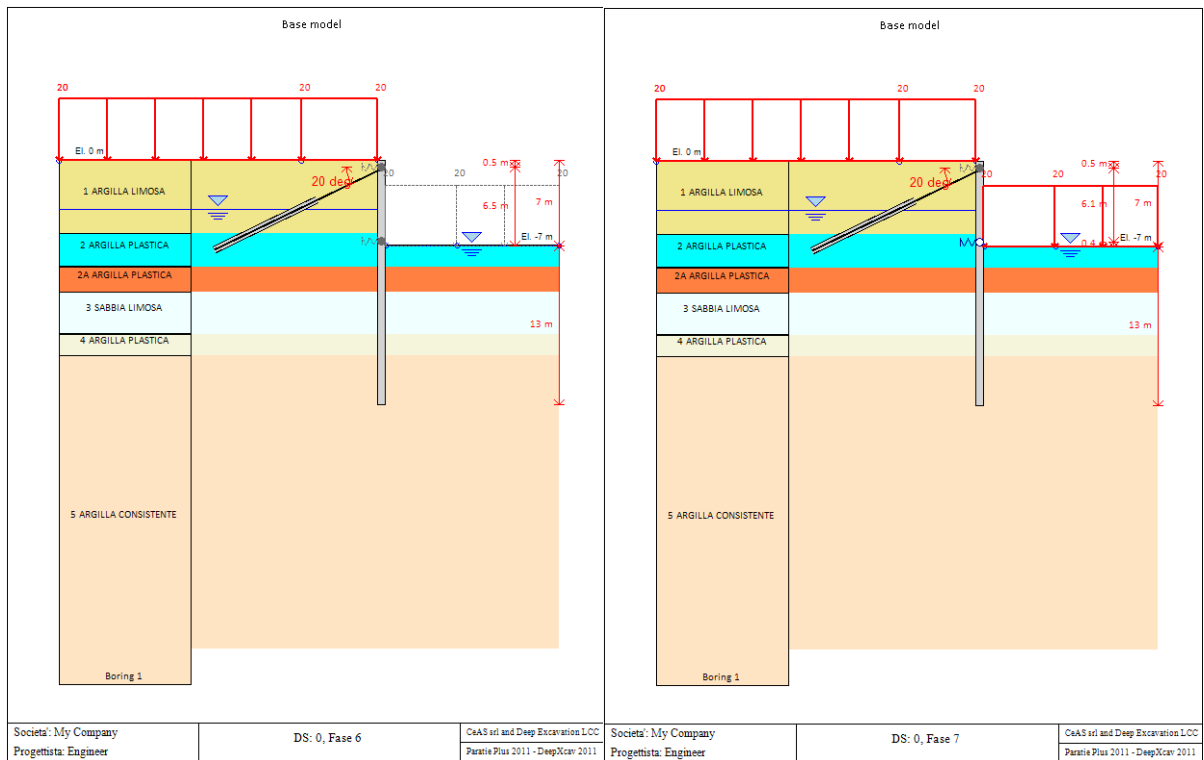
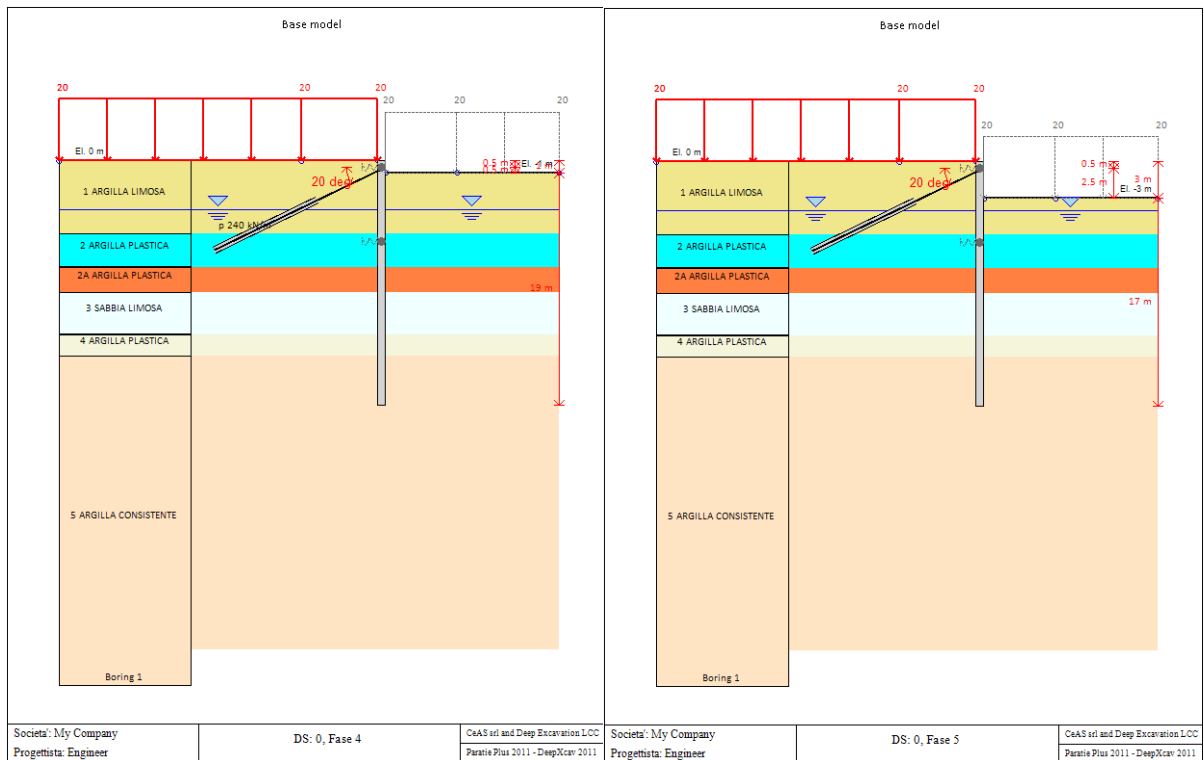
RELAZIONE DI CALCOLO

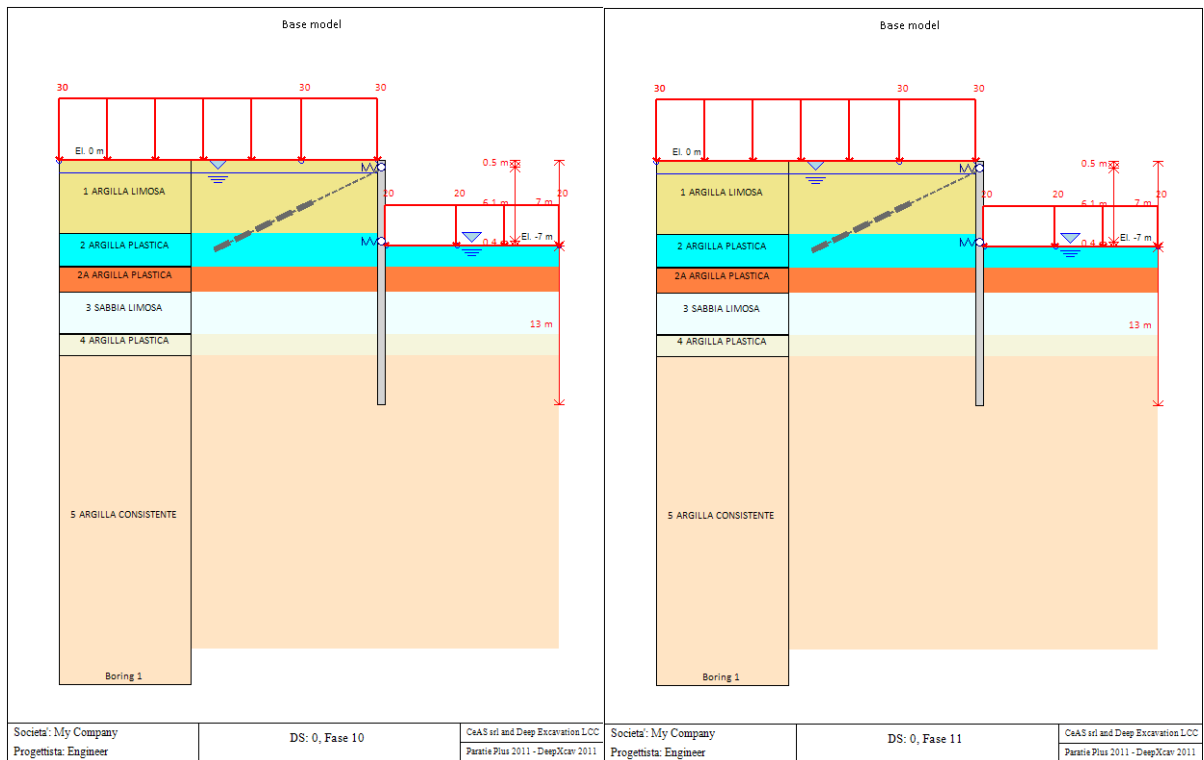
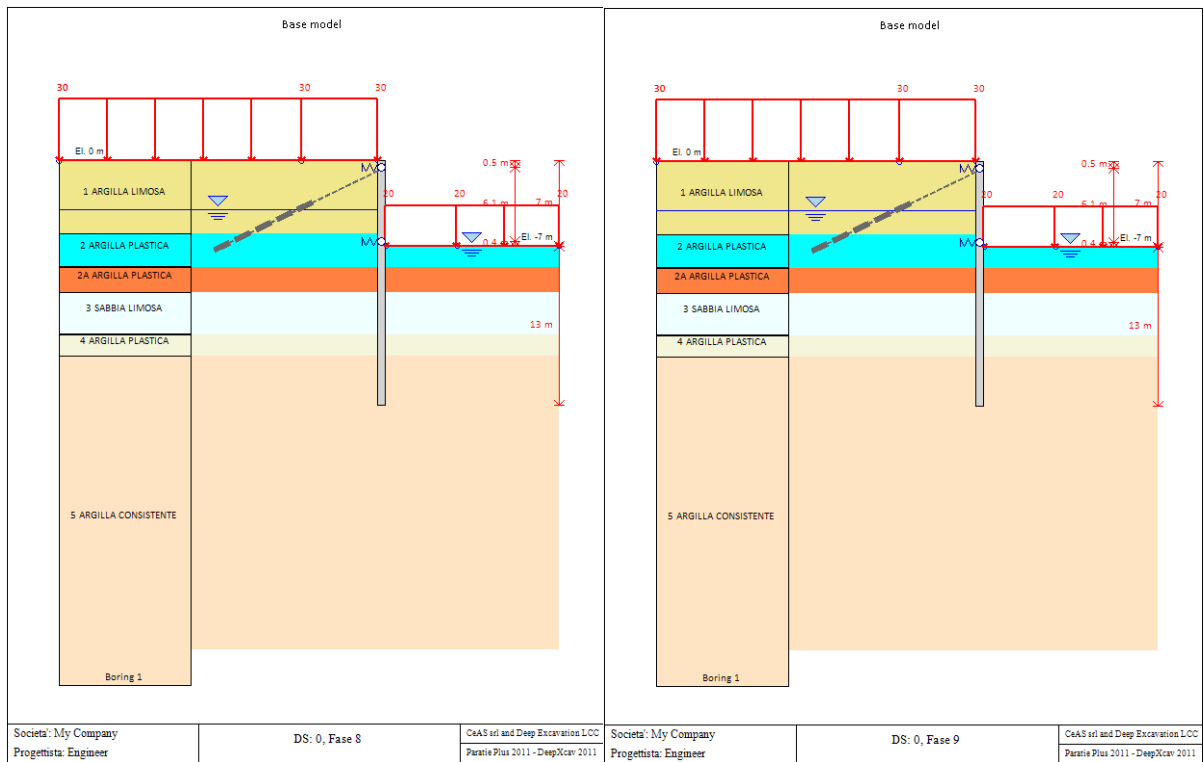




MODELLO SEZIONE TIPO 2 (H=20m s=0.80m con tiranti)



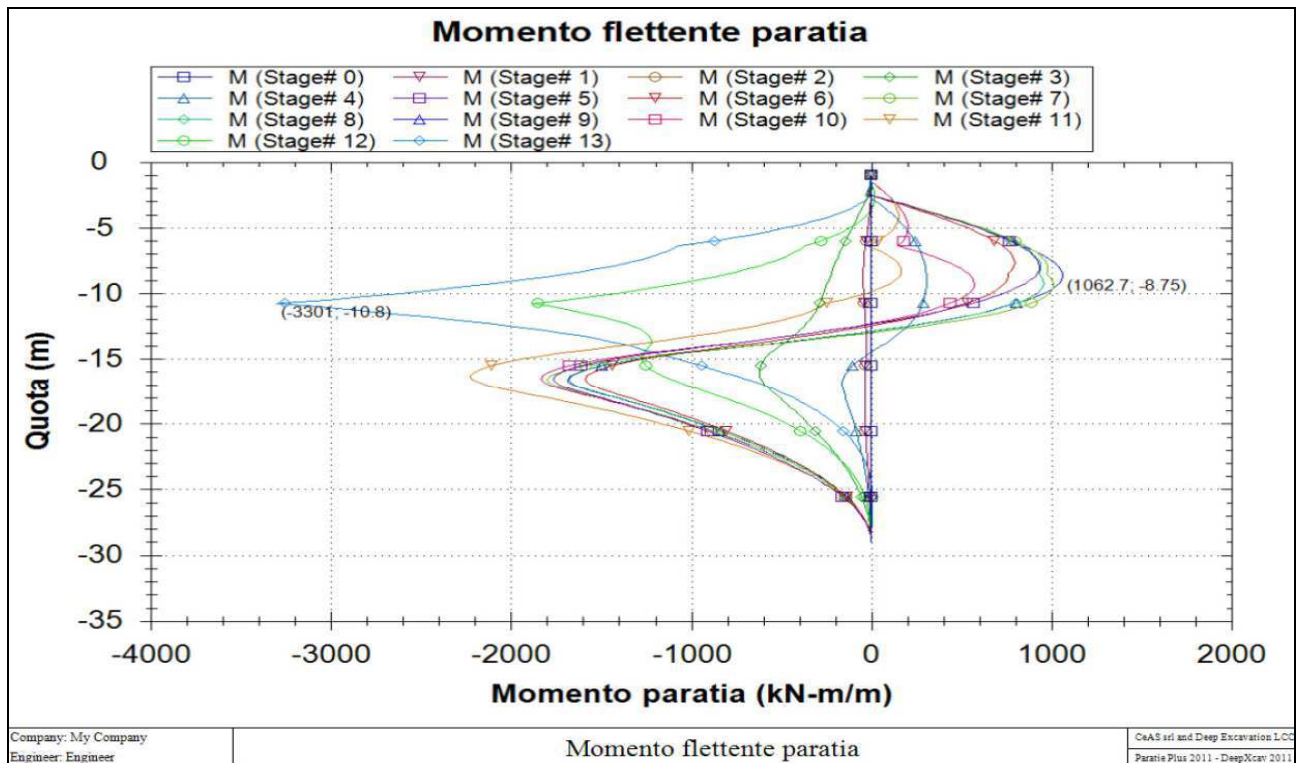


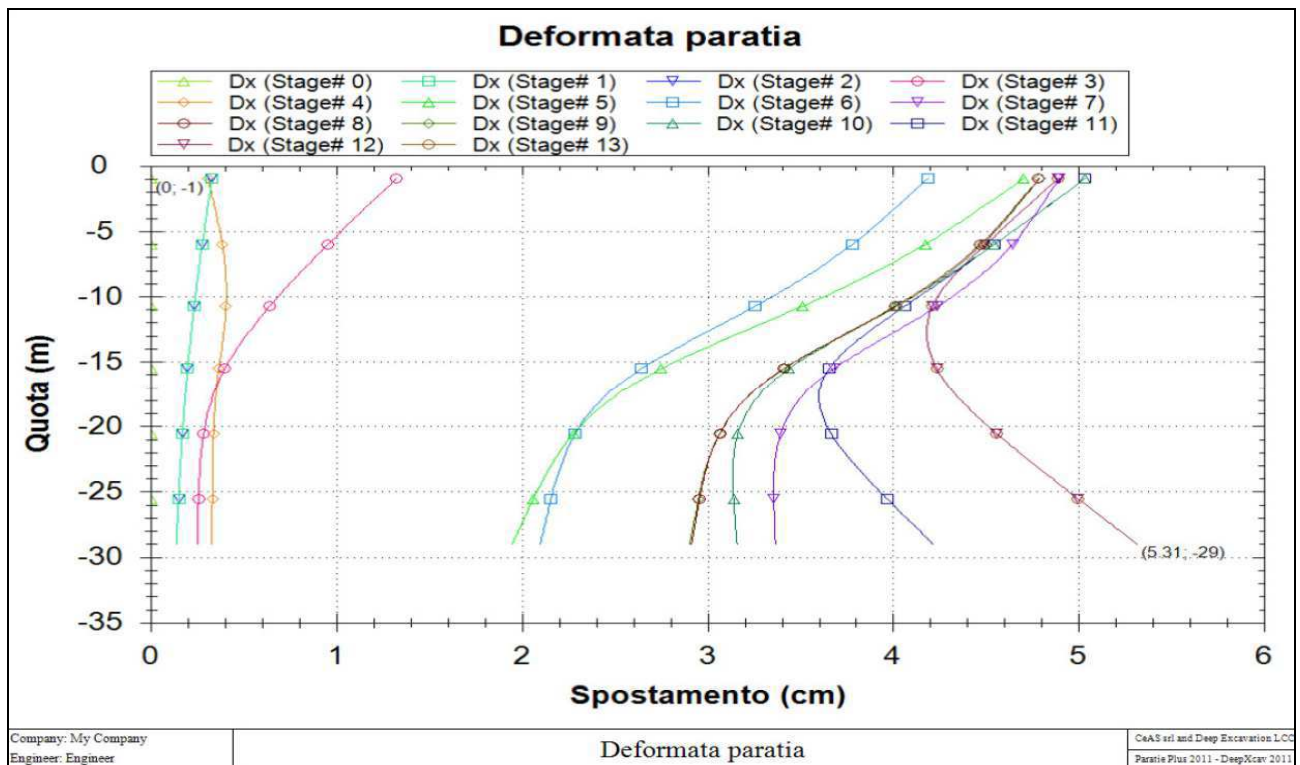
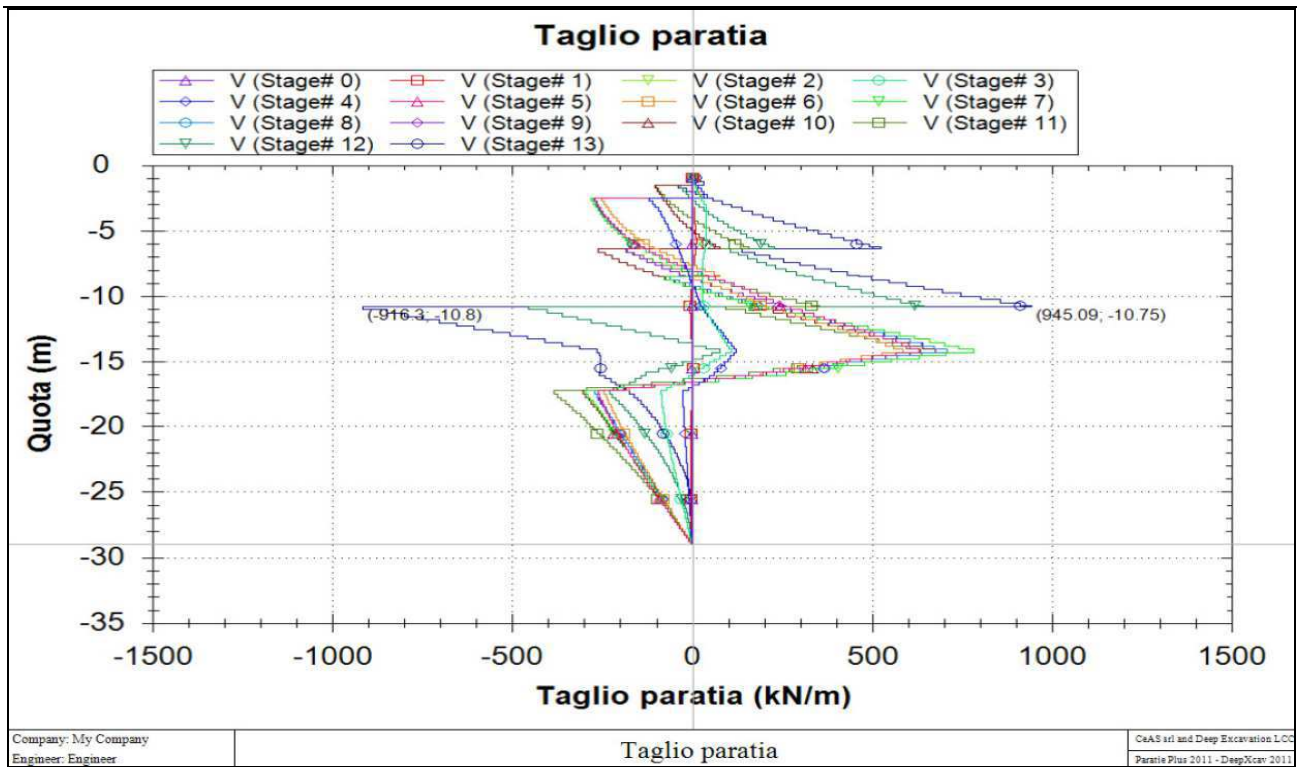


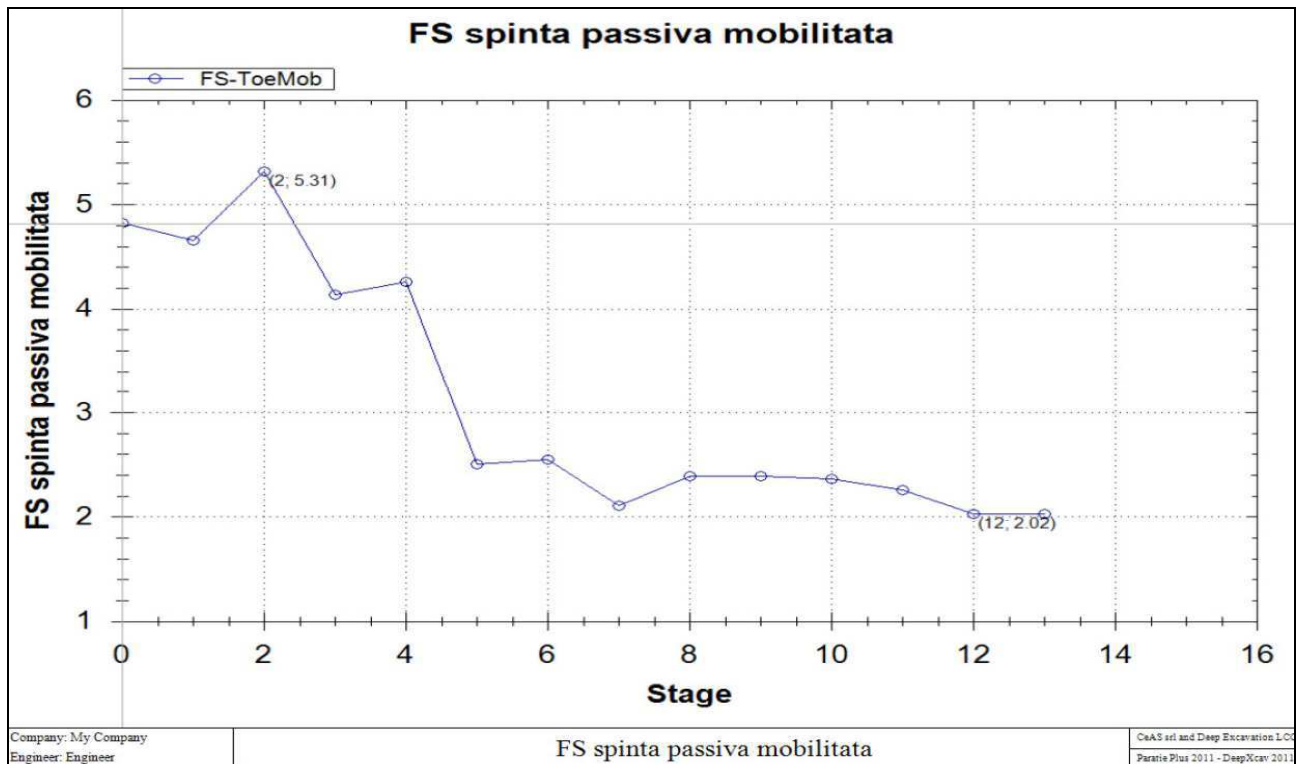
9.4 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

Si riporta nel seguito i diagrammi di sollecitazione e deformazione nella per le differenti sezioni di calcolo analizzate.

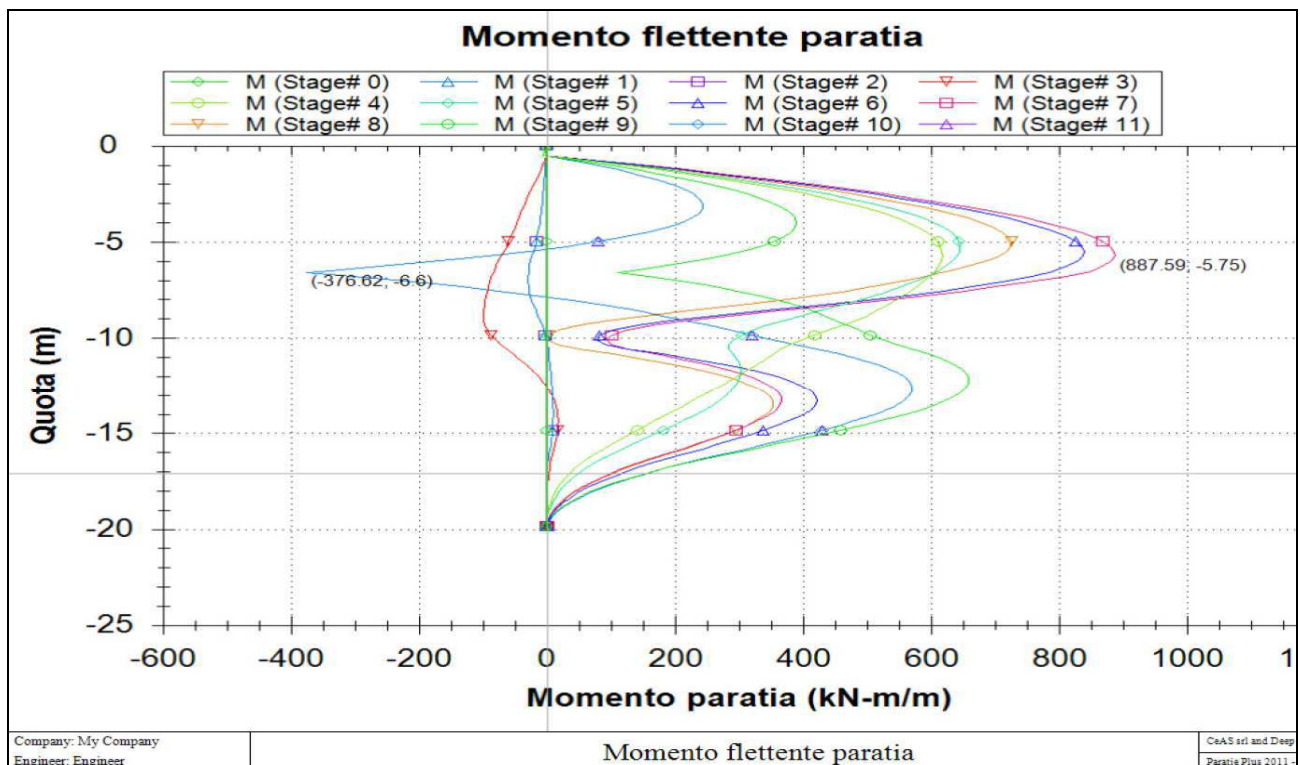
MODELLO SEZIONE TIPO 1

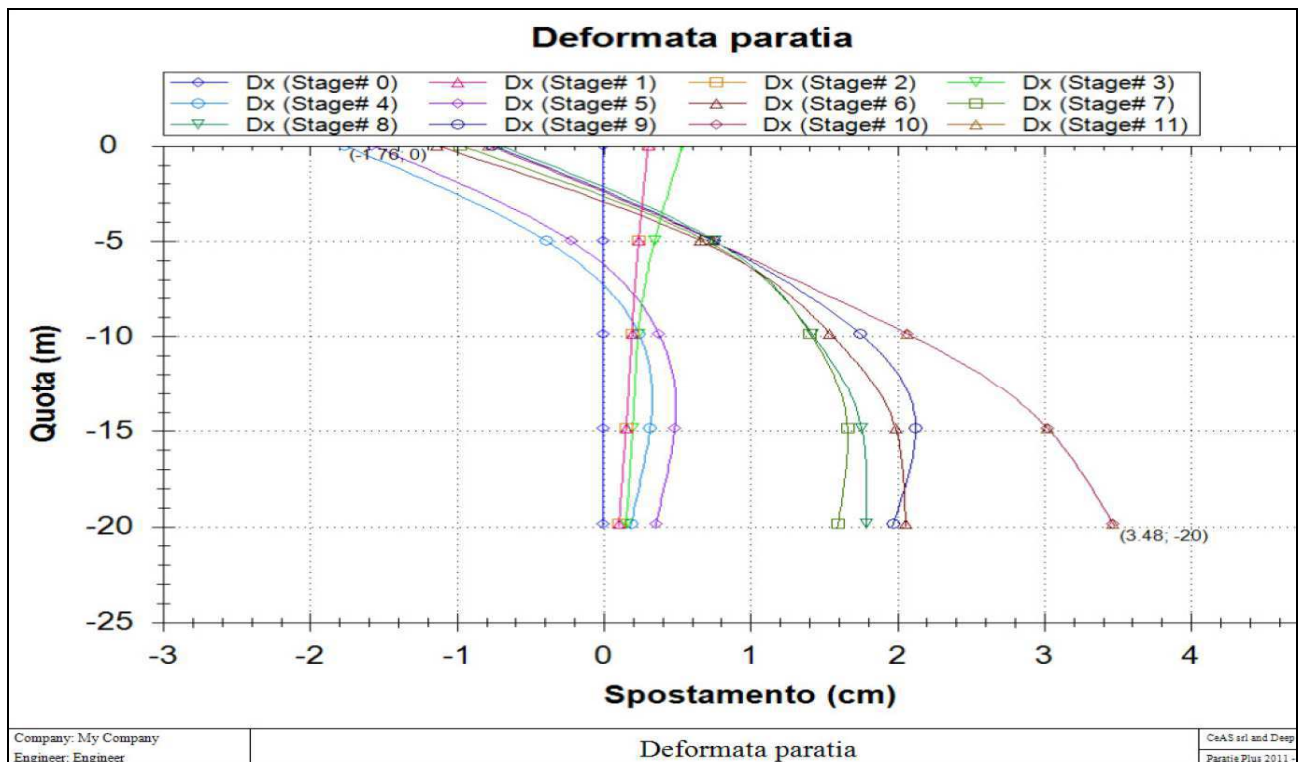
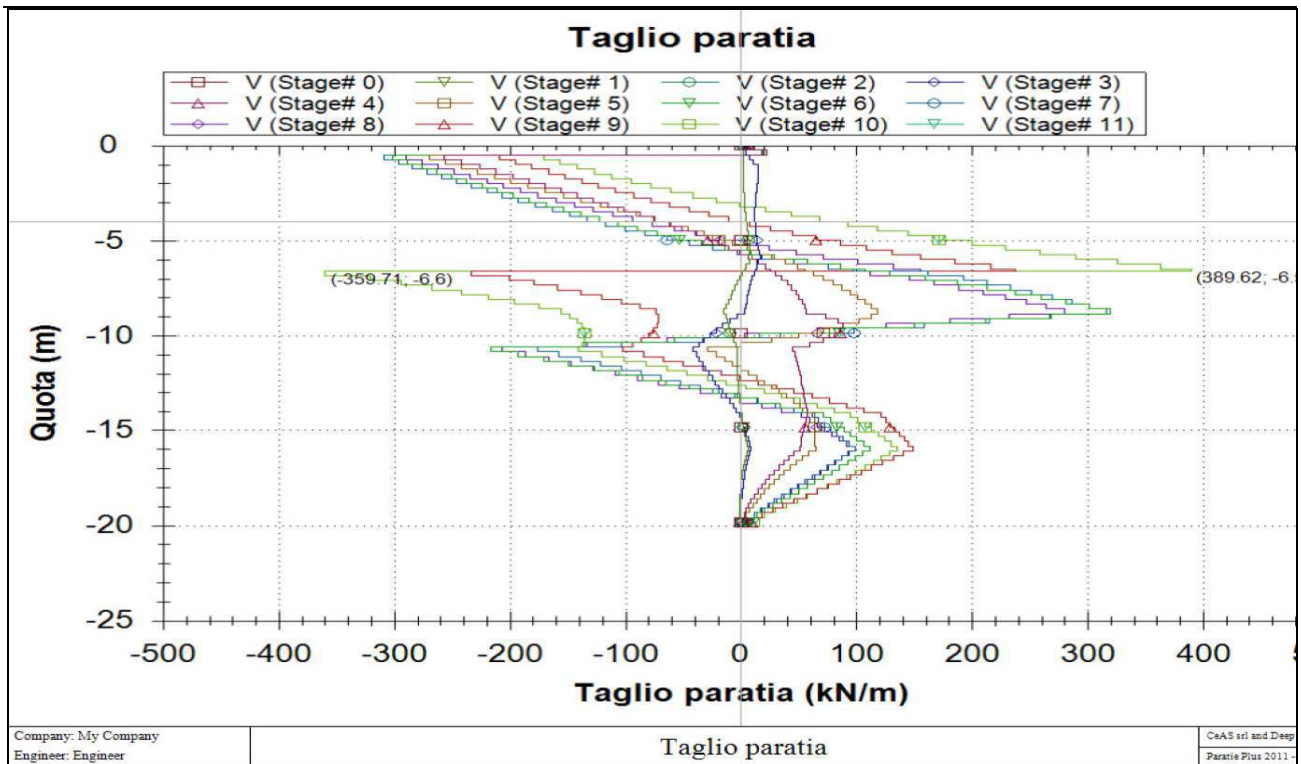


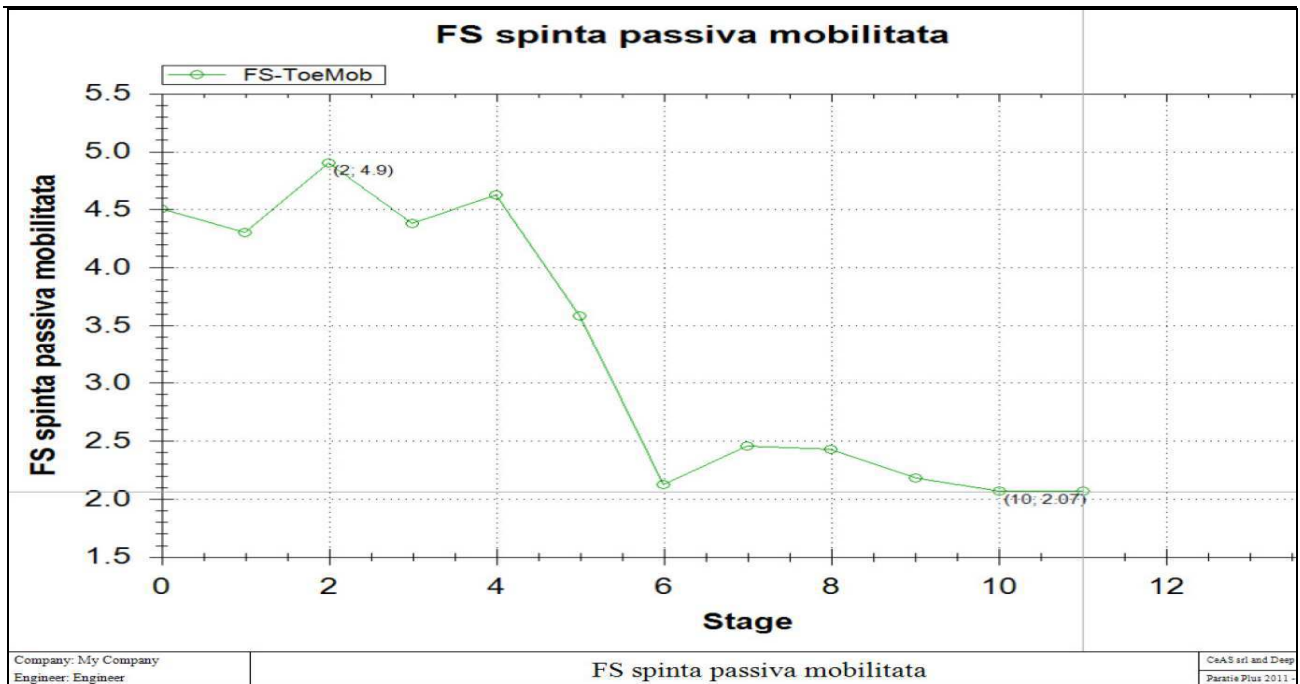




MODELLO SEZIONE TIPO 2







9.5 Verifiche degli elementi strutturali

Verranno riportate nel seguito le verifiche delle tipologie 1 e 2.

9.5.1 Sezione tipo 1

La lunghezza del pannello risulta pari a 28,00 m da quota testa paratia (+46,04 m s.l.m.); il massimo spostamento e la resistenza passiva mobilitata (monitorata fino al completamento della struttura interna – stage 13) risultano pari a 5,31cm, più di 1/200 dell'altezza fuori terra e 2,00.

M (kNm/m)	T (kN/m)
1063	945

Si prevedono le seguenti armature per il pannello di dimensioni 150x250:

Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
25 ϕ 28 copriferro 7,1 cm	25 ϕ 28 copriferro 7,1 cm	4 braccia ϕ 12/20

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.

COMUNE DI REGGIO EMILIA
 PROLUNGAMENTO DELLA S.S. N°9 "TANGENZIALE NORD DI R EGGIO EMILIA"
 NEL TRATTO DA SAN PROSPERO STRINATI A CORTE TEGGE

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

Mx sn. x/d C.Rid.	Momento flettente allo snervamento [daNm] Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi) Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	0	265750	24	345972	1.302	133.1	327133	0.12	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00131	-0.00367	150.0	0.00100	146.0	-0.01000	4.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	55.8	150.0	0.0	112.7	-2438	146.0	23.6	2360	61.6	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm ²]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	41.0	-41.0	-28.1	0.211	0.50	0.000981	163	0.272

Elementi che non richiedono armatura a taglio

f _{ck} =	32	Mpa	
d =	1275	mm	altezza utile
A _{sl} =	6154.4	mm ²	armatura longitudinale tesa
b _w =	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
A _c =	1275000	mm ²	area sezione calcestruzzo

RELAZIONE DI CALCOLO

$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.3961	\leq	2
$\rho_1 =$	0.00482698	\leq	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	$<$	3.6267
$v_{min} =$	0.3266		
$V_{Rd,c} =$	531.95	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	416.40	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio precompresso?

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1275	mm	altezza utile
$z =$	1147.5	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	452.16	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	200	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	2538.05	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	3753.86	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.885	\leq	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

VERIFICA TIRANTI

Nelle verifiche seguenti si sono valutate le azioni dedotte dal modello analizzato in precedenza. Dal confronto delle azioni agli SLU si è ottenuto il valore massimo di reazione del tirante pari a 324 kN. Nel seguito quindi verrà verificata l'azione massima e di conseguenza rimangono verificate anche tutte le altre combinazioni. Il fattore di sicurezza adottato è pari a 1,98 (ottenuto dal prodotto del coefficiente di sicurezza per tiranti provvisori pari a 1,1 e dal coefficiente che tiene conto del numero di indagini assunto pari a 1,8).

Area del trefolo	A	=	139	[mm ²]
Tensione limite di snervamento	$f_{0,1k}$	=	1670	[N/mm ²]
Tensione limite di rottura	f_{tk}	=	1870	[N/mm ²]
Numero di trefoli presenti nel tirante	n_t	=	10	
Carico di esercizio (da calcolo)	N_Q	=	324	[kN]
Coefficiente di Bustamante - Doix	\square	=	1.5	
Diametro della fondazione	D_f	=	0.5	[m]

RELAZIONE DI CALCOLO

Tensione limite di attrito laterale	q_f	=	150	[kPa]
Coefficiente di sicurezza	FS_f	=	1.98	
Peso medio del terreno	γ_t	=	20	[kN/m ³]
Profondità della fondazione	h_f	=	10	[m]
Coefficiente di spinta del terreno	K	=	0.4	
Angolo di attrito terreno - fondazione	δ	=	16	[°]
Adesione	C_a	=	150	[kPa]

Carico limite di snervamento	N_{vs}	=	2321	[kN]	$N_{vs}=n_t A f_{0,1k}$
Carico limite di rottura	N_{ts}	=	2599	[kN]	$N_{ts}=n_t A f_{tk}$
Carico ammissibile	N_{amm}	=	1601	[kN]	$N_{amm}=N_{vs}/1,45$
Carico max di presollecitazione	N_i	=	1441	[kN]	$N_i=0,9 N_{amm}$
Tasso di lavoro del tirante	\square	=	20%		
Lunghezza minima di ancoraggio	L_f	=	9.0	[m]	$L_f=\square_f N_{amm}/(\square \square D_f q_f)$
Lunghezza minima di ancoraggio	L_f	=	1.8	[m]	$L_f=\square_f N_Q/(\square \square D_f q_f)$

METODO DI BOWLES

Tensione tangenziale limite	σ	=	173	[kPa]	$\square_f = \square_t h_f K \tan(\square) + c_a$
Lunghezza minima di ancoraggio	L_f	=	11.7	[m]	$L_f=\square_f N_{amm}/(\square D_f \square \square_f)$
Lunghezza minima di ancoraggio	L_f	=	2.4	[m]	$L_f=\square_f N_Q/(\square D_f \square_f)$

Le verifiche risultano soddisfatte; si assume una lunghezza di ancoraggio pari a 14 m.

9.5.2 Sezione tipo 2

La lunghezza del pannello risulta pari a 20,00 m da quota testa paratia (+46,11 m s.l.m.); il massimo spostamento e la resistenza passiva mobilitata (monitorata fino al completamento della struttura interna – stage 11) risultano pari a 3,48cm, circa 1/200 dell'altezza fuori terra e 2,07.

M (kNm/m)	T (kN/m)
888	390

Si prevedono le seguenti armature per il pannello di dimensioni 150x250:

Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
32 ϕ 30 copriferro 7,2 cm	32 ϕ 30 copriferro 7,2 cm	4 braccia ϕ 12/25

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)

COMUNE DI REGGIO EMILIA
 PROLUNGAMENTO DELLA S.S. N°9 "TANGENZIALE NORD DI REGGIO EMILIA"
 NEL TRATTO DA SAN PROSPERO STRINATI A CORTE TEGGE

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	0	222000	20	262828	1.184	67.4	248320	0.17	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00198	-0.00342	80.0	0.00135	76.0	-0.01000	4.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	98.0	80.0	0.0	53.1	-2683	76.0	25.0	2500	91.9	7.7

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	87.3	-87.3	-32.7	0.172	0.50	0.001284	121	0.265

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	720	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	9184.5	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	720000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.5270	≤	2
$\rho_1 =$	0.01275625	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3736		
$V_{Rd,c} =$	454.28	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	269.00	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio
 precompresso? no

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	720	mm	altezza utile
$z =$	648	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	452.16	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	1146.60	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2119.82	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.708	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

VERIFICA TIRANTI

Nelle verifiche seguenti si sono valutate le azioni dedotte dal modello analizzato in precedenza. Dal confronto delle azioni agli SLU si è ottenuto il valore massimo di reazione del tirante pari a 280 kN. Nel seguito quindi verrà verificata l'azione massima e di conseguenza rimangono verificate anche tutte le altre combinazioni. Il fattore di sicurezza adottato è pari a 1,98 (ottenuto dal prodotto del coefficiente di sicurezza per tiranti provvisori pari a 1,1 e dal coefficiente che tiene conto del numero di indagini assunto pari a 1,8).

Area del trefolo	A	=	139	[mm ²]
Tensione limite di snervamento	$f_{0,1k}$	=	1670	[N/mm ²]
Tensione limite di rottura	f_{tk}	=	1870	[N/mm ²]
Numero di trefoli presenti nel tirante	n_t	=	6	

RELAZIONE DI CALCOLO

Carico di esercizio (da calcolo)	N_Q	=	280	[kN]
Coefficiente di Bustamante - Doix	α	=	1.5	
Diametro della fondazione	D_f	=	0.5	[m]
Tensione limite di attrito laterale	q_f	=	150	[kPa]
Coefficiente di sicurezza	γ_f	=	1.98	
Peso medio del terreno	γ_t	=	20	[kN/m ³]
Profondità della fondazione	h_f	=	8	[m]
Coefficiente di spinta del terreno	K	=	0.4	
Angolo di attrito terreno - fondazione	δ	=	16	[°]
Adesione	C_a	=	150	[kPa]

Carico limite di snervamento	N_{vs}	=	1393	[kN]	$N_{vs}=n_t A f_{0,1k}$
Carico limite di rottura	N_{ts}	=	1560	[kN]	$N_{ts}=n_t A f_{tk}$
Carico ammissibile	N_{amm}	=	961	[kN]	$N_{amm}=N_{vs}/1,45$
Carico max di presollecitazione	N_i	=	864	[kN]	$N_i=0,9 N_{amm}$
Tasso di lavoro del tirante	α	=	29%		
Lunghezza minima di ancoraggio	L_f	=	5.4	[m]	$L_f=\alpha_f N_{amm}/(\alpha \alpha D_f q_f)$
Lunghezza minima di ancoraggio	L_f	=	1.6	[m]	$L_f=\alpha_f N_Q/(\alpha \alpha D_f q_f)$

METODO DI BOWLES

Tensione tangenziale limite	σ	=	168	[kPa]	$\alpha_f = \alpha_t h_f K \tan(\alpha) + c_a$
Lunghezza minima di ancoraggio	L_f	=	7.2	[m]	$L_f=\alpha_f N_{amm}/(\alpha D_f \alpha_f)$
Lunghezza minima di ancoraggio	L_f	=	2.1	[m]	$L_f=\alpha_f N_Q/(\alpha D_f \alpha_f)$

Le verifiche risultano soddisfatte; si assume quindi una lunghezza di ancoraggio pari a 12 m.