



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

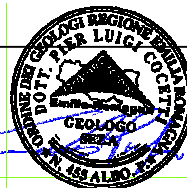
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

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
ANDREA BURCHI
LAUREA SPECIALISTICA
Sezione: A
N° 7927 / A

VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

ing. Angela Maria Carbone

VISTO: IL RESPONSABILE
UNITA' DEL COORDINAMENTO

ing. Nicola Dinnella

PROTOCOLLO

DATA

OPERE STRUTTURALI OPERE D'ARTE MINORI: SOTTOVIA ST05-SOTTOVIA FERROVIA MI-BO RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

COBO27

D

1101

NOME FILE

15.62 T00ST05STRRE01A.DWG

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

T00ST05STRRE01

A

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

1	GENERALITA'	4
2	NORMATIVA E RIFERIMENTI	5
	2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche	5
	2.2 Altri documenti	6
3	CRITERI DI CALCOLO	7
	3.1 Criteri e definizione dell'azione sismica	7
	3.2 Combinazioni di carico	10
	3.2.1 <i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i>	10
	3.2.2 <i>Combinazioni per la verifica allo SLE</i>	11
	3.2.3 <i>Combinazioni per la condizione sismica</i>	11
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	13
	4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni	13
	4.2 Conglomerato cementizio per platea di varo e muro reggispinta	13
	4.3 Conglomerato cementizio per fondazioni	13
	4.4 Conglomerato cementizio per elevazioni	14
	4.5 Conglomerato cementizio per trave di correa e getto di completamento	14
	4.6 Acciaio per cemento armato	14
5	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	15
	5.1 Copriferro minimo e copriferro nominale	15
6	PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE	16
7	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	17
	7.1 Calcolo della struttura scatolare	17
	7.2 Verifiche degli elementi in c.a.	17
8	ANALISI DELLA STRUTTURA SCATOLARE	17
	8.1 Geometria della struttura scatolare	17
	8.2 Modellazione adottata	18
	8.3 Analisi dei carichi	20
	8.3.1 <i>Peso proprio e carichi permanenti portati</i>	20
	8.3.2 <i>Spinta del terreno</i>	21
	8.3.3 <i>Spinta dell'acqua</i>	22
	8.3.4 <i>Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore</i>	22
	8.3.5 <i>Carichi mobili verticali sulla soletta superiore</i>	22
	8.3.6 <i>Spinta del sovraccarico sul rilevato</i>	25

8.3.7	<i>Frenatura</i>	25
8.3.8	<i>Azioni termiche</i>	26
8.3.9	<i>Azioni sismica</i>	26
	8.3.9.1 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)	26
8.4	Calcolo delle sollecitazioni	28
8.4.1	<i>Schemi di carico</i>	32
8.4.2	<i>VERIFICHE A SLU E SLE</i>	39
8.4.3	<i>Soletta di fondazione</i>	41
	8.4.3.1 ATTACCO PIEDRITTO	41
	8.4.3.2 MEZZERIA	44
8.4.4	<i>Piedritto</i>	47
	8.4.4.1 ATTACCO SOLETTA SUPERIORE	47
	8.4.4.2 ATTACCO SOLETTA INFERIORE.....	50
8.4.5	<i>Soletta superiore</i>	53
	8.4.5.1 PRECOMPRESSIONE	55
	8.4.5.2 VERIFICA TENSIONI D'ESERCIZIO-SEZIONE DI MEZZERIA	61
	8.4.5.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....	66
	8.4.5.4 VERIFICA SOLETTA SUPERIORE-SEZIONE D'APPOGGIO	68
8.5	Verifica capacita' portante fondazione	71
8.5.1	<i>Carico limite</i>	73
8.6	Verifica a galleggiamento	75
9	VERIFICA FASE TRANSITORIA DI SPINTA	80
9.1	Azioni e Sollecitazioni	80
9.2	Verifiche a SLU e SLE	83
	9.2.1 <i>Verifica Platea di varo</i>	83
	9.2.2 <i>Verifica Muro reggi spinta</i>	83
10	ANALISI DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO IN DIAFRAMMI	87
10.1	Modellazione di calcolo	87
10.2	Criteri di verifica	91
	10.2.1 <i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)</i>	91
	10.2.1.1 VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE.....	91
	10.2.1.2 VERIFICHE A TAGLIO.....	91
	10.2.1.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	92
	10.2.2 <i>Verifiche dei tiranti</i>	92
10.3	Metodologia d'intervento e fasi operative	95
10.4	Sollecitazioni sugli elementi strutturali	107
10.5	Verifiche degli elementi strutturali	115
	10.5.1 <i>Sezione tipo 1</i>	115

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-ST05

10.5.2	<i>Sezione tipo 2</i>	119
--------	-----------------------------	-----

1 GENERALITA'

La presente relazione contiene le verifiche strutturali relative al calcolo dell'opera di sottopasso gettata in opera e varata a spinta, previsto nell'ambito dei lavori inerenti il prolungamento della SS9 "Tangenziale nord di Reggio Emilia", denominata ST05 di dimensioni interne 17,55X7,82 posta al km 5+715,40.

Il ricoprimento, ovvero la distanza tra la quota del piano ferro e l'estradosso della soletta superiore, è 0,87m.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo ferroviario, con applicazione della Normativa sui ponti ferroviari 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; non vengono considerati carichi accidentali durante l'evento sismico.

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;
- Istruzione FF.SS. 13/01/1997 n° IG.ST/970012/F – "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo". Integrazioni alla Istruzione n° I/SC/PS/OM/2298 del 2 giugno 1995 dell'Area Ingegneria e Costruzioni;
- 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.

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 → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di 44,730071 e Longitudine 10,560254.

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T^*_c) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono:

$$(a_g = 0,247g ; F_0 = 2,431 ; T^*_c = 0,311s)$$

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:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a \max}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

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 "C".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s(SLV)=1,7-0,6 \cdot F_0 \cdot a_g/g=1,339$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{max}(SLV)=S \cdot a_g=S_s \cdot a_g = 1,339 \cdot 0,247g=0,330g$$

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:

$$(SLV) \quad k_h=\beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}=0,330 \quad k_v=\pm 0,5 \cdot k_h=0,165$$

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:

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

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{scat}/2$, 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 interrato 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 interrato, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.2.IV per i parametri geotecnici e le azioni.

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

Tabella 6.2.II - 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1,25
Coazione efficace	c'_k	γ_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 6.2.I/5.2.IV - 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	1/1,3
Variabili da	favorevole	γ_Q	0	0	0

traffico	sfavorevole		1,45	1,45	1,25
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0	0	0
	sfavorevole		1,5	1,5	1,30

Tabella 6.4.1 - Coefficienti parziali γ_R per la resistenza del sistema

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$

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	-

4.2 Conglomerato cementizio per platea di varo e muro reggisplinta

Classe	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 14,167 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,565 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,795 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,197 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4
Copriferro minimo	40 mm

4.3 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	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,2911 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4
Copriferro minimo	40 mm

4.4 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	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,411 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4
Classe di consistenza	S4
Copriferro minimo	40 mm

4.5 Conglomerato cementizio per trave di correa e getto di completamento

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

4.6 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	$\epsilon_{uk} = 7,5 \%$
Deformazione di progetto	$\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

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 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali

Le fondazioni, la platea di varo e il muro reggi spinta 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 4.1.IV: 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 35mm, pertanto $c_{nom}=40$ 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 e dalle tavole del profilo geotecnico longitudinale.

- I parametri geotecnici necessari al calcolo sono:

STRATO (m)			DESCRIZIONE LITOLOGIA DELLO STRATO	CAMPIONE		Nspt
				Codice	Profondità(m)	Profondità(m)
1	0.0	4.5	Argilla di color nocciola - Limo argilloso	S8 - C1	2.70	-
2	4.5	6.5	Argilla di color grigio di media consistenza	S8 - C2	5.20	-
3	6.5	11.3	Argilla di color grigio di medio-bassa consistenza	S8 - C3	7.30	-
4	11.3	15.0	Ghiaietto in matrice sabbiosa	-	-	13.2
5	15.0	15.8	Sabbia limosa color nocciola	-	-	-
6	15.8	17.9	Sabbia medio fine	-	-	17.7
7	17.9	20.0	Ghiaietto in matrice sabbiosa	-	-	19.0

PROVE DI RIFERIMENTO: SONDAGGIO S-7 (ROSSO)

STRATO (m)	CAMPIONE			ANALISI DI LABORATORIO								NSPT IN FORO										
	SIGLA	H _{camp} (m)	γ (kN/m³)	ATTERBERG			C _u (kPa)	C _{um} C _{uk} (kPa)		C' (kPa)	C' _m C' _k (kPa)		φ' (°)	φ' _m φ' _k (°)		STRATO (m)	H _{nspt} (m)	N _{spt} (Nominale)	N _{spt} (MEDIO)	φ' _m φ' _k (°)		
				W _L	W _p	PI																
1	0.0 4.5	S8 - C1 -	2.70 -	19.3 -	37 -	23 -	14 -	28.0 -	28.0 -	26 -	12.0 -	12.0 -	11 -	28.7 -	28.7 -	26.3 -	1	0.0 4.5	- -	- -	- -	- -
2	4.5 6.5	S8 - C2 -	5.20 -	19.1 -	37 -	24 -	13 -	50.0 -	50.0 -	46 -	42.0 -	42.0 -	39 -	27.4 -	27.4 -	25.1 -	2	4.5 6.5	- -	- -	- -	- -
3	6.5 11.3	S8 - C3 -	7.30 -	18.5 -	53 -	31 -	22 -	45.0 -	45.0 -	41 -	24.0 -	24.0 -	22 -	26.1 -	26.1 -	24.0 -	3	6.5 11.3	- -	- -	- -	- -
4	11.3 15.0	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	4	11.3 15.0	13.2 -	54 -	54.0 -	41.5 38.1
5	15.0 15.8	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	5	15.0 15.8	- -	- -	- -	- -
6	15.8 17.9	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	6	15.8 17.9	17.7 -	3 -	3.0 -	21.7 19.9
7	17.9 20.0	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	7	17.9 20.0	19.0 -	41 -	41.0 -	38.7 35.5

7 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

7.1 Calcolo della struttura scatolare

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 Verifiche degli elementi in c.a.

Le verifiche vengono eseguite tramite il programma "Calcolo agli stati limite delle sezioni in c.a." di Renato Tritto e pubblicato dalla ProTec editrice.

8 ANALISI DELLA STRUTTURA SCATOLARE

8.1 Geometria della struttura scatolare

La geometria è quella riportata nella Fig. 1

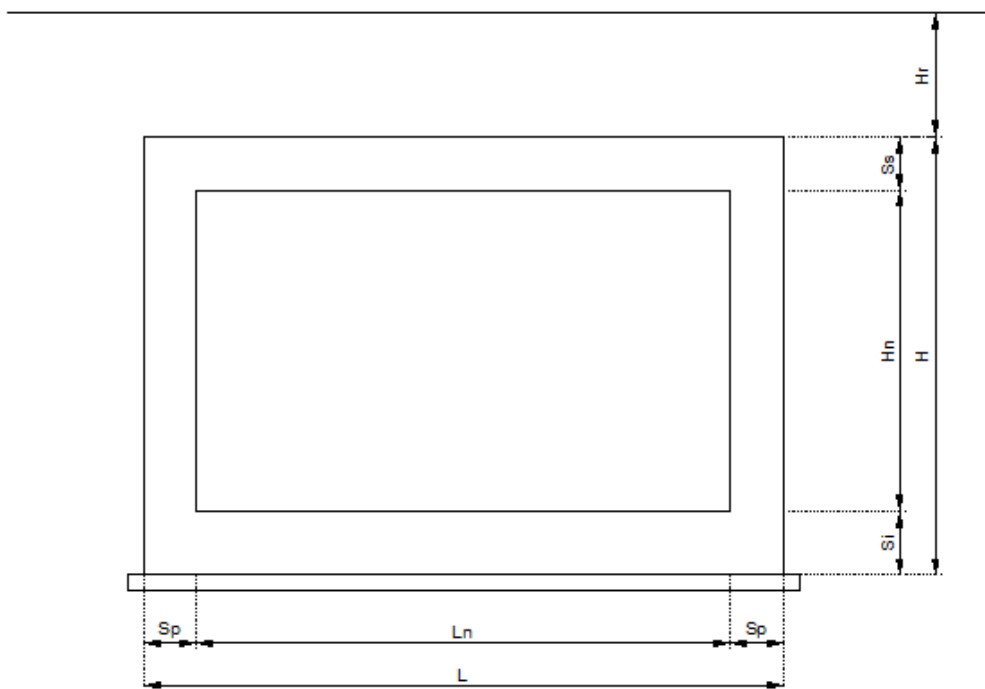


Figura 1 – Sezione trasversale scatolare

$$L_n = 17,55 \text{ m}$$

$$L = 19,95 \text{ m}$$

$$S_s = 1,00 \text{ m}$$

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

$$S_p = 1,20 \text{ m}$$

$$H_r = 0,87 \text{ m}$$

$$H_n = 7,82 \text{ m}$$

$$H = 10,32 \text{ m}$$

8.2 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.

Il valore della costante disottofondo è stato ottenuto mediante la Formulazione di Terzaghi (ricavabile in letteratura – vedi Bowles). Per fondazioni rettangolari su terreno incoerente, gli Autori propongono la seguente relazione:

$$K_s = k_1 \left(\frac{B+1}{2B} \right)^2 = 7 \left(\frac{12+1}{2*12} \right)^2 = 1,94 \text{ N/cm}^3$$

dove k_1 dipende solo dalle caratteristiche del terreno di fondazione, in particolare dalla saturazione e dallo stato di addensamento del materiale; valori tipici di k_1 (N/cm³) sono tabellati di seguito (Fondazioni, Viggiani):

Tipo di sabbia		Stato di addensamento		
		Sciolto	Medio	Denso
Campo		7-20	20-100	100-350
Non satura	Valore consigliato	15	50	175
Satura	Valore consigliato	10	30	110

Si è assunta la costante di sottofondo del terreno di fondazione pari a $K_s = 2000 \text{ kN/m}^3$

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.2 e 3.

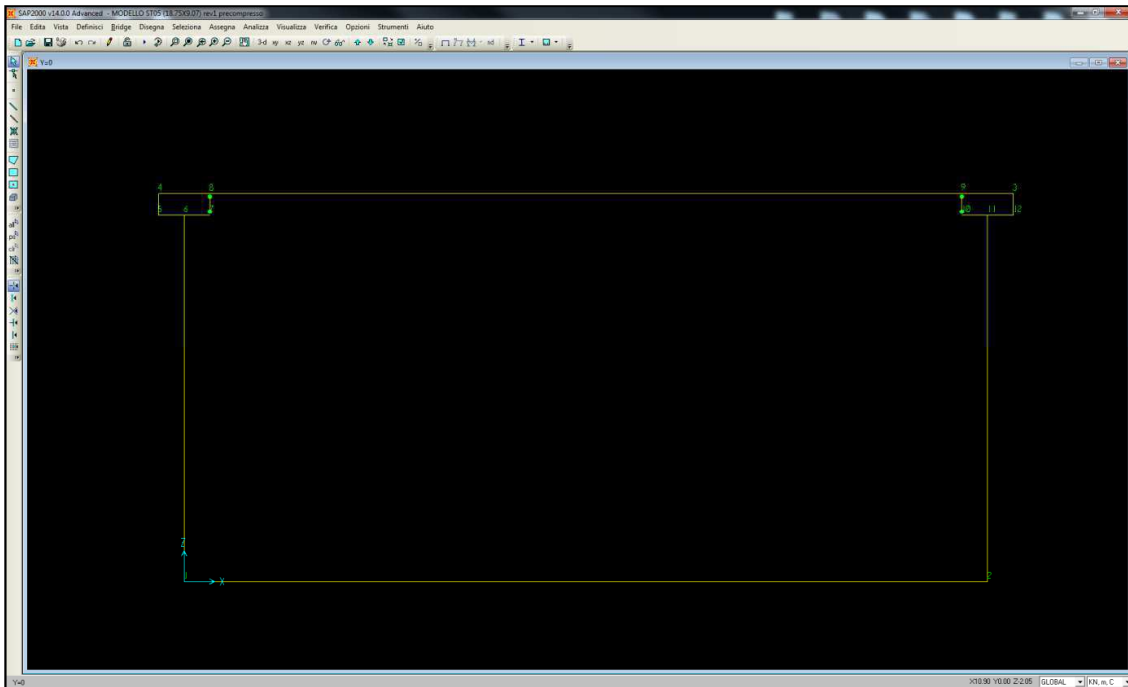


Figura 2 – Numerazione dei nodi



Figura 3 – Numerazione delle aste

8.3 Analisi dei carichi

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°18 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 medio del ricoprimento (piano stradale-estradosso soletta): $H_r = 0,68$ m
- larghezza utile dello scatolare: $L_n = 17,55$ m
- altezza libera del sottopasso $H_n = 7,82$ m
- spessore della soletta superiore: $S_s = 1,00$ m
- spessore dei piedritti: $S_p = 1,20$ m
- spessore della fondazione: $S_i = 1,50$ m

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³
- rilevato 20 kN/m³
- sovrastruttura ferroviaria 22 kN/m³
- massicciata + armamento: 18 kN/m³

Essendo in presenza di un ricoprimento elevato, si considera un peso specifico costante del materiale presente sopra la soletta di copertura pari a 20 kN/m³.

8.3.1 Peso proprio e carichi permanenti portati

Soletta superiore

- peso proprio	1,00 * 25	25,00kN/m ²
- peso rilevato	0,87 * 20	17,40kN/m ²

	totale	42,40 kN/m²

Soletta inferiore

- peso proprio	1,50 * 25	37,50kN/m ²
- sovrastruttura stradale	1,00 * 20	20,00kN/m ²

	totale	47,50 kN/m²

Piedritti

- peso proprio	1,20 * 25	30,00kN/m²
----------------	-----------	------------------------------

Tali carichi vengono considerati nella Condizione Elementare CDC 1.

8.3.2 Spinta del terreno

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 $\phi=32^\circ$;

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0,307$ ed un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_o = 0,470$.

Vengono presi in considerazione i due coefficienti di spinta: il primo massimizza nelle varie combinazioni di carico il momento in mezzzeria, 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:

$$\begin{aligned} P_{\min} &= [20 * (0,87 + 0,5)] * 0,470 &= \mathbf{12,87 \text{ kN/m}^2} \\ P_{\max} &= P_{\text{int}} + [10 * 9,07] * 0,470 &= \mathbf{55,50 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 2) su entrambi i piedritti.

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

$$\begin{aligned} P_{\min} &= [20 * (0,87 + 0,50)] * 0,307 &= \mathbf{8,41 \text{ kN/m}^2} \\ P_{\max} &= P_{\text{int}} + [10 * 9,07] * 0,307 &= \mathbf{36,25 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

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.

8.3.3 Spinta dell'acqua

Le pressioni dell'acqua in corrispondenza dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$P_{\min} = 10 * 0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\max} = P_{\min} + [10 * 9,07] = 90,70 \text{ kN/m}^2$$

La pressione dell'acqua che caratterizza la soletta inferiore risulta :

$$P_{\text{si}} = 10 * 7,75 = 90,70 \text{ kN/m}^2$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare CDC4

8.3.4 Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore

Come carico accidentale gravante sulla soletta di fondazione si assume il carico di normativa $Q_{1,k}$, ossia il mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem), interassati 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 longitudinalmente all'asse del sottopasso e considerato ripartito fino al piano medio della soletta attraverso il ricoprimento, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta sia in direzione longitudinale.

In direzione trasversale, quale base collaborante viene considerato un valore pari alla larghezza di ingombro della colonna di carico uguale a 3.00m.

Base collaborante trasversale: $B_T = 3,00 \text{ m}$

Ingombro longitudinale: $L_L = 1,60 + 2 * (0,87 * \text{tg}30^\circ + 1,00/2) = 3,60 \text{ m}$

Carico medio uniforme: $Q_{1k,dis} = 600 / (3,00 * 3,60) = 55.55 \text{ kN/m}^2$

(Condizioni Elementari CDC 5)

8.3.5 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore

Con riferimento alle norme vigenti (vedi paragrafo 5.2.2.3 del D.M. 14-01-2008), detta L_d la *larghezza di diffusione del carico trasversale* dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast ed il terrapieno e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando 2,60 m la larghezza della traversina:

$$L_d = 2,60 + 2 * (1,00 - 0,35) / 4 + 2 * 1,00 / 2 = 3,925 \text{ m}$$

Incremento dinamico per linee con ridotto standard manutentivo

L_ϕ = lunghezza caratteristica in metri, valutata come:

- i) per sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m

$$\phi_2 = 1,20 \quad \phi_3 = 1,35$$

- ii) per sottovia di altezza libera $> 5,0$ m e luce libera $> 8,0$ m

$$L_\phi = k \cdot L_m$$

$$n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$$

$$k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$$

$$L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$$

In questa situazione il coefficiente ϕ va ridotto di 0,9.

Nel caso di luce singola si considera la situazione di trave continua a tre luci. Ne deriva che $k=1,3$.

- iii) per scatolari con altezza di copertura $h > 1,0$ m

$$\phi_{rid} = \phi - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0$$

con h (in metri) l'altezza della copertura dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse.

- iv) Per $h > 2,50$ m $\phi = 1,0$.

$$L_\phi = 1,3 \cdot (2 \cdot 9,07 + 18,75) / 3 = 15,98 \text{ m}$$

$$\phi_3 = 0,9 \cdot [2,16 / (\sqrt{L_\phi} - 0,2) + 0,73] = 0,43$$

Treno LM71

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6,4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

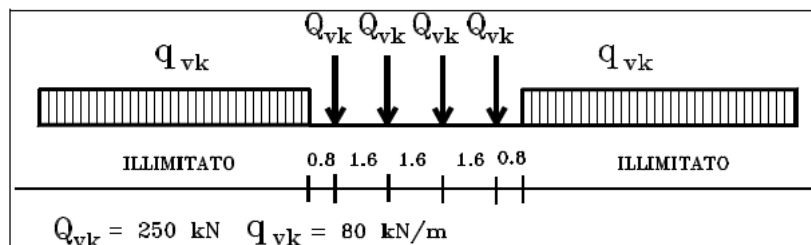


Figura 4 – Treno di carico LM71

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento “ α ” (Tabella), variabile in ragione della tipologia dell’infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Modello di carico	Coefficiente "α"	
	Ponti cat. "A"	Ponti cat. "B"
LM71	1,1	0,83
SW/0	1,1	0,83
SW/2	1,0	0,83

Tabella 1 – Coefficiente di adattamento "α" in funzione del modello e della categoria del ponte (p.to 1.4.1.1 delle Istruzioni FF.SS. n°IG.ST/970012/F)

Il tombino in oggetto, si considera la colonna relativa ai ponti di categoria "A".

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 * 4 / 6,4 = 156,25 \text{ kN/m}$$

avremo quindi

- in corrispondenza dei quattro assi da 250kN

$$q_1 = q_{\text{equi}} * \alpha * \phi_3 / L_d = 156,25 * 1,1 * 0,43 / 3,925 = \mathbf{18,83 \text{ kN/m}^2}$$

- in corrispondenza del carico $q=80\text{kN/m}$

$$q_2 = q * \alpha * \phi_3 / L_d = 80 * 1,1 * 0,43 / 3,925 = \mathbf{9,64 \text{ kN/m}^2}$$

I carichi assiali del treno LM71 saranno dislocati a cavallo dell'asse di mezzeria della soletta superiore per cogliere il valore del massimo momento in campata (CDC 6); ubicandoli, invece, in adiacenza al piedritto di destra, si coglierà il valore del massimo taglio (CDC 7).

Treno SW

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito (CDC 8)

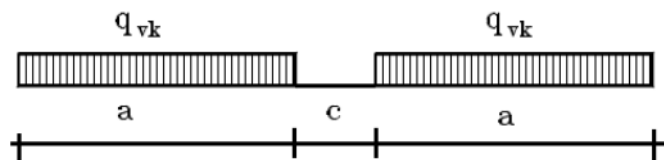


Figura 5 – Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata in Figura 2 e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Tabella 2: Caratteristiche Treni di Carico SW

Per i manufatti scatolari in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

quindi

$$q = q_{vk} \cdot \phi_3 / L_d = 150 \cdot 0,43 / 3,925 = \mathbf{16,43 \text{ kN/m}^2}$$

Tali carichi vengono considerati nella Condizione Elementare CDC 8.

8.3.6 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Considerando il carico distribuito equivalente da 80kN/m del treno LM71 si ottiene:

$$p_1 = q / L_d \cdot K_S = 80 / 3,925 \cdot 0,470 = \mathbf{9,58 \text{ kN/m}^2}$$

Per il treno SW/2 si ottiene:

$$p_2 = q_{vk} / L_d \cdot K_S = 150 / 3,925 \cdot 0,470 = \mathbf{17,96 \text{ kN/m}^2}$$

Nel modello di calcolo si considera, a favore di sicurezza, sempre la spinta del sovraccarico dovuta al treno SW/2.

Tali spinte vengono considerate nelle seguenti Condizioni Elementari:

- | | |
|----------------------------------|----------|
| a) agenti sul piedritto sinistro | (CDC 9) |
| b) agenti sul piedritto destro | (CDC 10) |
| c) agenti su ambo i piedritti | (CDC 11) |

8.3.7 Frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario nella direzione longitudinale dello stesso.

In accordo con il § 5.2.2.4.3 del D.M. 14-01-2008 i valori caratteristici da considerare sono questi:

$$Q_{la,k} = 33[\text{kN/m}] \times L [\text{m}] \leq 1000 \text{ kN} \quad \text{avviamento per modelli di carico LM71, SW/0 e SW/2}$$

$$Q_{lb,k} = 20[\text{kN/m}] \times L [\text{m}] \leq 6000 \text{ kN} \quad \text{frenatura per modelli di carico LM71 e SW/0}$$

$$Q_{lb,k} = 35[\text{kN/m}] \times L [\text{m}] \quad \text{frenatura per modello di carico SW/2}$$

Si considera il valore relativo alla frenatura per il modello di carico SW/2.

Le azioni orizzontali uniformemente distribuite sulla soletta superiore (semilarghezza piattaforma ferroviaria) risultano:

Treno SW/2 - frenatura

$$Q_l = (35,0 \cdot 3,925) \cdot 3,925 = 35 \text{ kN}$$

Tale carico viene considerato nelle seguenti Condizioni Elementari:

a) agente verso sinistra (CDC 12)

b) agente verso destra (CDC 13)

8.3.8 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 14) 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 15-16).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0,00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

8.3.9 Azioni sismica

8.3.9.1 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

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

$$F_h = P \cdot k_h$$

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

$$\text{(SLV)} \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,330 \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = 0,165$$

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:

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

Ai fini delle azioni verticali

- sulla soletta superiore si ha:
 $P \cdot k_v = 42,40 \cdot 0,165 = 7,00 \text{ kN/m}$
- sui piedritti si ha:

$$P^* k_v = 30 * 0,165 = \mathbf{4,95} \text{ kN/m}$$

Ai fini delle azioni orizzontali :

- Spinta inerziale sulla soletta superiore:

$$P^* k_h = 42,40 * 0,330 = \mathbf{14,00} \text{ kN/m}$$

- Spinta inerziale sui piedritti:

$$P^* k_h = 30 * 0,330 = \mathbf{9,90} \text{ kN/m}$$

- Sovrappinta sismica :

$$S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot} = 0,330 * 20 * 9,07 = \mathbf{51,15} \text{ kN/m}$$

Tali carichi vengono considerate nelle seguenti Condizioni Elementari:

a) azioni sismiche orizzontali

(CDC 17)

b) azioni sismiche verticali

(CDC 18)

8.4 Calcolo delle sollecitazioni

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

CDC	Tipo	Descrizione
1	Gk	Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati
2	Gk	Spinta attiva delle terre
3	Gk	Spinta attiva e a riposo delle terre
4	Gk	Spinta idrostatica
5	Qk	Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore
6	Qk	LM71 centrato
7	Qk	LM71 a filo piedritto
8	Qk	SW/2
9	Qk	Spinta sovraccarico accidentale sul piedritto sinistro
10	Qk	Spinta sovraccarico accidentale sul piedritto destro
11	Qk	Spinta sovraccarico accidentale su ambo i piedritti
12	Qk	Frenatura sinistra
13	Qk	Frenatura destra
14	Qk	Variazione termica uniforme
15	Qk	Variazione termica a farfalla (estradosso più caldo)
16	Qk	Variazione termica a farfalla (intradosso più caldo)
17	Qk	Sisma orizzontale
18	Qk	Sisma verticale

Tabella 3: condizioni elementari

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	P.P. + PERMANENTI PORTATI
b	SPINTE
c	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA
d	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO
e	FRENATURA
f	FORZA CENTRIFUGA
g	VENTO

h	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE
i	ACCIDENTALI DIVERSI
j	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI
k	AZIONI SISMICHE VERTICALI
l	VARIAZIONI TERMICHE / RITIRO: (num. variabile; viene considerata solo la peggiore col suo segno più gravoso)

Tabella 4: azioni agenti

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.

ferroviari		PERMANENTI +PORTATI+ BALLAST CON COEFF. 1,5:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FREMATURA:	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
SLU.1	gr1a	1 - 1.35	1 - 1.35	1.450	1.450	0.000	0.000	0.900	1.200	1.200	0.000	0.000	0.900	0 - 1.20
SLU.2	gr1b	1 - 1.35	1 - 1.35	1.450	1.450	0.580	1.160	0.900	1.200	1.200	0.000	0.000	0.900	0 - 1.20
SLU.3	gr3a	1 - 1.35	1 - 1.35	0.580	0.580	1.450	0.000	0.900	1.200	1.200	0.000	0.000	0.900	0 - 1.20
SLU.4	gr3b	1 - 1.35	1 - 1.35	1.160	1.160	1.450	0.580	0.900	1.200	1.200	0.000	0.000	0.900	0 - 1.20
SISMA	SIS	1.000	1.000	0.200	0.200	0.200	0.200	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0 - 1.00
SLE	FR1(gr4)	1.000	1.000	0.600	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	FR2(gr4)	1.000	1.000	0.600	0.600	0.600	0.600	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	QP(gr4)	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	0.800	0.800	0.600	0.800	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00

Tabella 5: coefficienti di combinazione

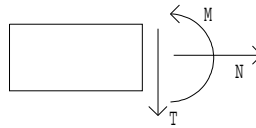
I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la Combinazione Elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni, così come precedentemente esposto e riassunto nella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

ferroviari		PERMANENTI +PORTATI+ BALLAST CON COEFF. 1,5:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FREMATURA:	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
SLU.1	gr1a	1 - 1.35	1 - 1.35	1*1.45	1*1.45	0.000	0.000	1.5*0.6	1.5*0.8	1.5*0.8	0.000	0.000	1.5*0.6	0 - 1.20
SLU.2	gr1b	1 - 1.35	1 - 1.35	1*1.45	1*1.45	0.5*1.45*0.8	1*1.45*0.8	1.5*0.6	1.5*0.8	1.5*0.8	0.000	0.000	1.5*0.6	0 - 1.20
SLU.3	gr3a	1 - 1.35	1 - 1.35	0.5*1.45*0.8	0.5*1.45*0.8	1*1.45	0.000	1.5*0.6	1.5*0.8	1.5*0.8	0.000	0.000	1.5*0.6	0 - 1.20
SLU.4	gr3b	1 - 1.35	1 - 1.35	1*1.45*0.8	1*1.45*0.8	1*1.45	0.5*1.45*0.8	1.5*0.6	1.5*0.8	1.5*0.8	0.000	0.000	1.5*0.6	0 - 1.20
SISMA	SIS	1.000	1.000	0.200	0.200	0.200	0.200	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0 - 1.00
SLE	FR1(gr4)	1.000	1.000	0.600	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	FR2(gr4)	1.000	1.000	0.600	0.600	0.600	0.600	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	QP(gr4)	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	0.800	0.800	0.600	0.800	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00

Tabella 6: coefficienti parziali

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:

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-ST05

	DEAD	CDC1 CARICHI PORTATI	CDC2 RIPOSO	CDC3 RIPOSO/ATTIVO	CDC4 ACQUA	CDC5 MOB. VERTICALI	CDC6 LM71 CENTRATO	CDC7 LM71 FILO	CDC8 SW/2	CDC9 SOVRACCARICO SX	CDC10 SOVRACCARICO DX	CDC11 SOVRACCARICO	CDC12 FRENATURA SX	CDC13 FRENATURA DX	CDC14 TERM. UNI.	CDC15 TERM. +5	CDC16 TERM. -5	CDC17 SIS ORIZZ.	CDC18 SIS VERT.
SS STR	1.35	1.35	0	0	0	0	1.45	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
SS RARA	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
SS FR	1	1	0	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0
SS QP	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0
SS SIS	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	1
SI STR	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0
SI RARA	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
SI FR	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
SI QP	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0
SI SIS	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	1
PI STR	1.35	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0	0	0.9	0	0
PI RARA	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0.6	0	0
PI FR	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0.5	0	0
PI QP	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0
PI SIS	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	1	0
SS-PI STR	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	1.16	0	0	1.16	0	1.45	0	0.9	0	0	0	0
SS-PI RARA	1	1	0	1	1	0	0	0.8	0	0	0.8	0	1	0	0.6	0	0	0	0
SS-PI FR	1	1	0	1	1	0	0	0.5	0	0	0.5	0	0.5	0	0.5	0	0	0	0
SS-PI QP	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0
SS-PI SIS	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	1
SI-PI STR	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	1.2	0	1.2	0	0	0	1.45	0	0.9	0	0	0
SI-PR RARA	1	1	0	1	1	0	0	0.8	0	0.8	0	0	0	1	0	0.6	0	0	0
SI-PI FR	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0.5	0	0	0
SI-PI QP	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0
SI-PI SIS	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	1	0
PI-SS STR	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	1.16	0	1.45	0	0.9	0	0	0	0
PI-SS RARA	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0.8	0	1	0	0.6	0	0	0	0
PI-SS FR	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0.5	0	0	0	0
PI-SS QP	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0
PI-SS SIS	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	1
PI-SI STR	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	0	0	1.16	0	0	0	1.45	0	0.9	0	0	0
PI-SI RARA	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0.8	0	0	0	1	0	0.6	0	0	0
PI-SI FR	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0.5	0	0	0
PI-SI QP	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0
PI-SI SIS	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	1	0

Tabella 7: combinazioni

8.4.1 Schemi di carico

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 1



Figura 6 – CARICHI PERMANENTI PORTATI

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 2

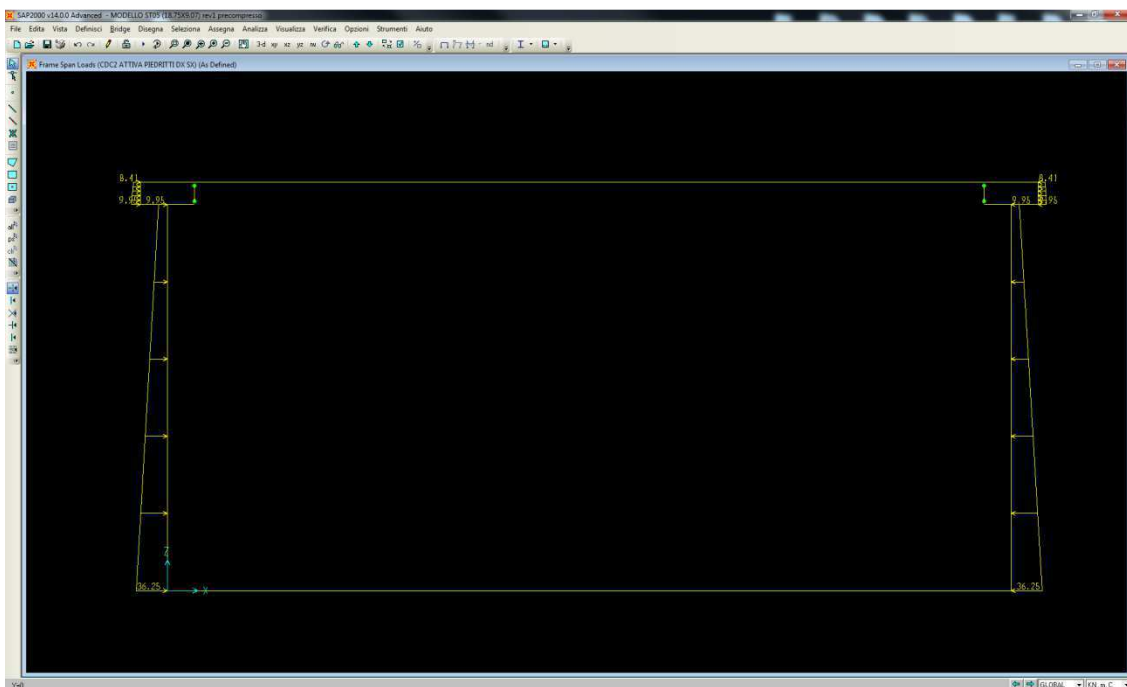


Figura 7 – SPINTA DELLE TERRE attiva su entrambi i piedritti

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 3

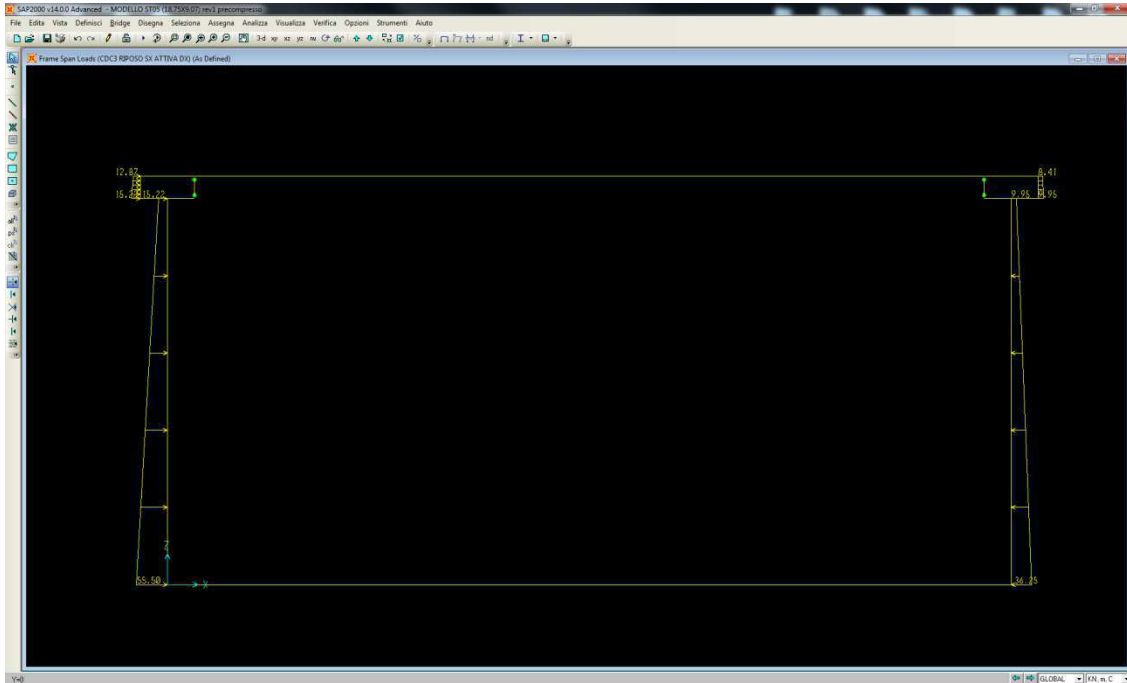


Figura 8 – SPINTA DELLE TERRE a riposo sul piedritto sx e attiva sul piedritto dx

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 4



Figura 9 – SPINTA DELL'ACQUA

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 5

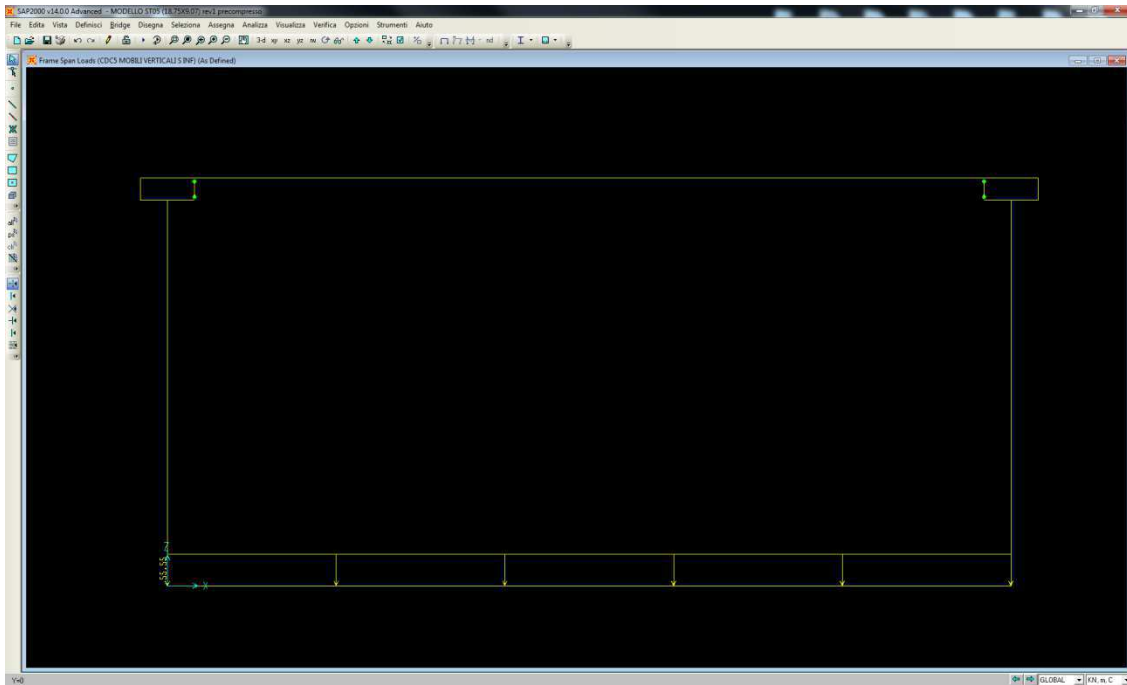


Figura 10 – CARICHI MOBILI SULLA SOLETTA INFERIORE

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 6



Figura 11 – LM71 CENTRATO

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 7



Figura 12 – LM71 a filo piedritto

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 8



Figura 13 – SW/2

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 9

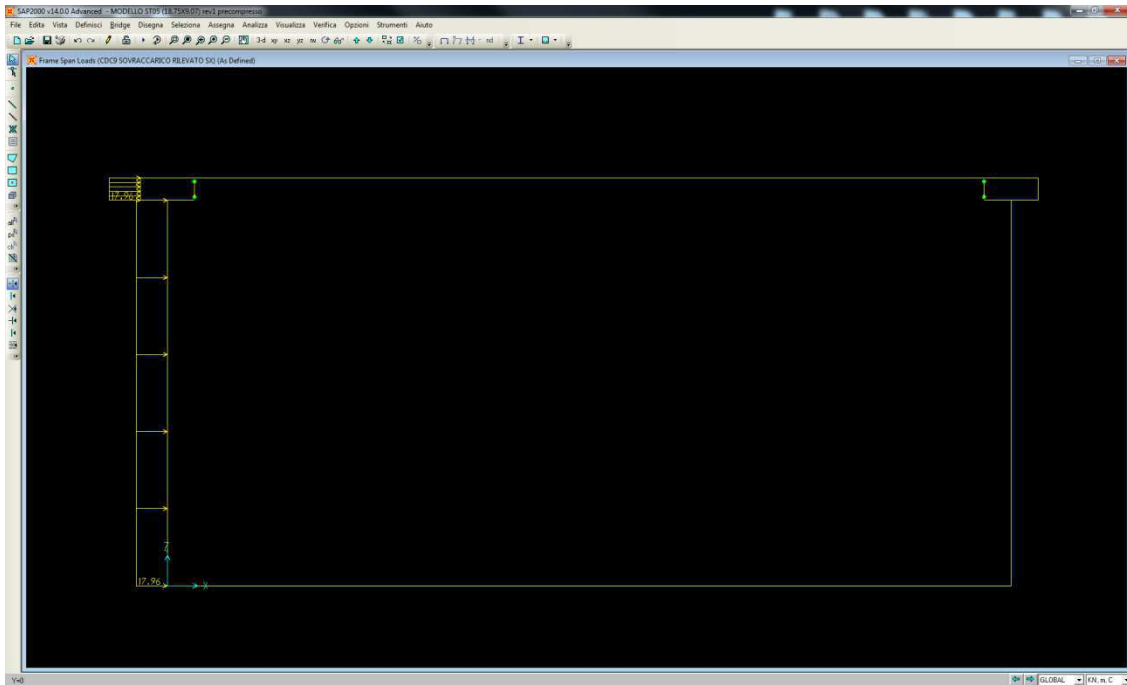


Figura 14 – SPINTA SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL PIEDRITTO SINISTRO

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 10

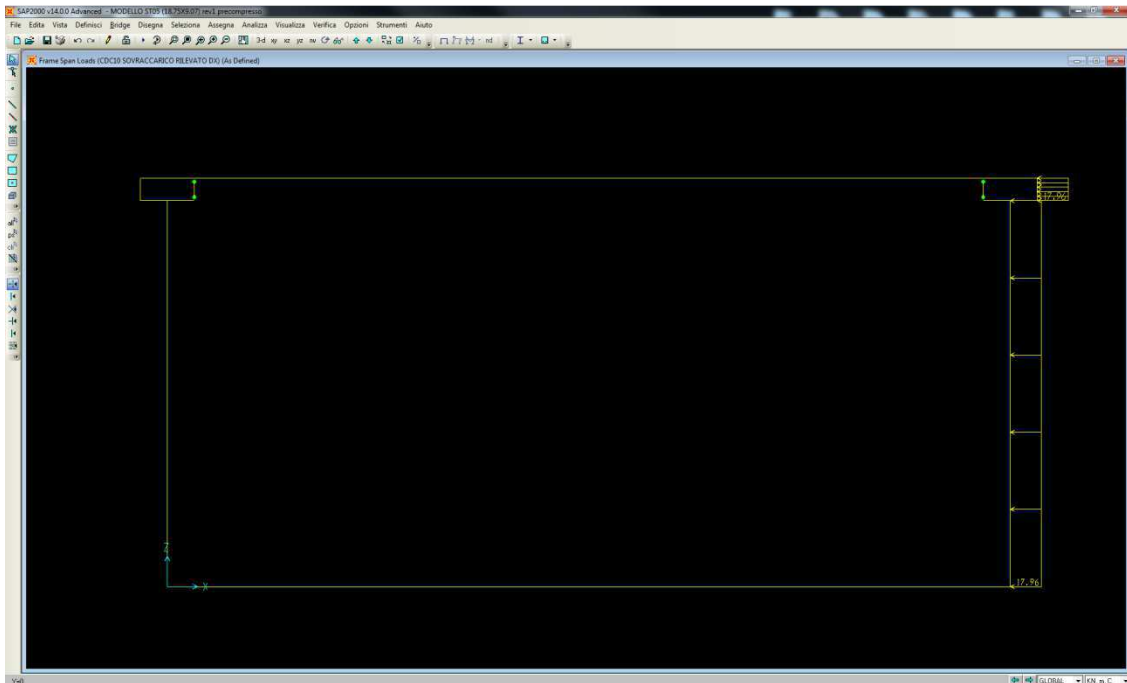


Figura 15 – SPINTA SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL PIEDRITTO DESTRO

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 11

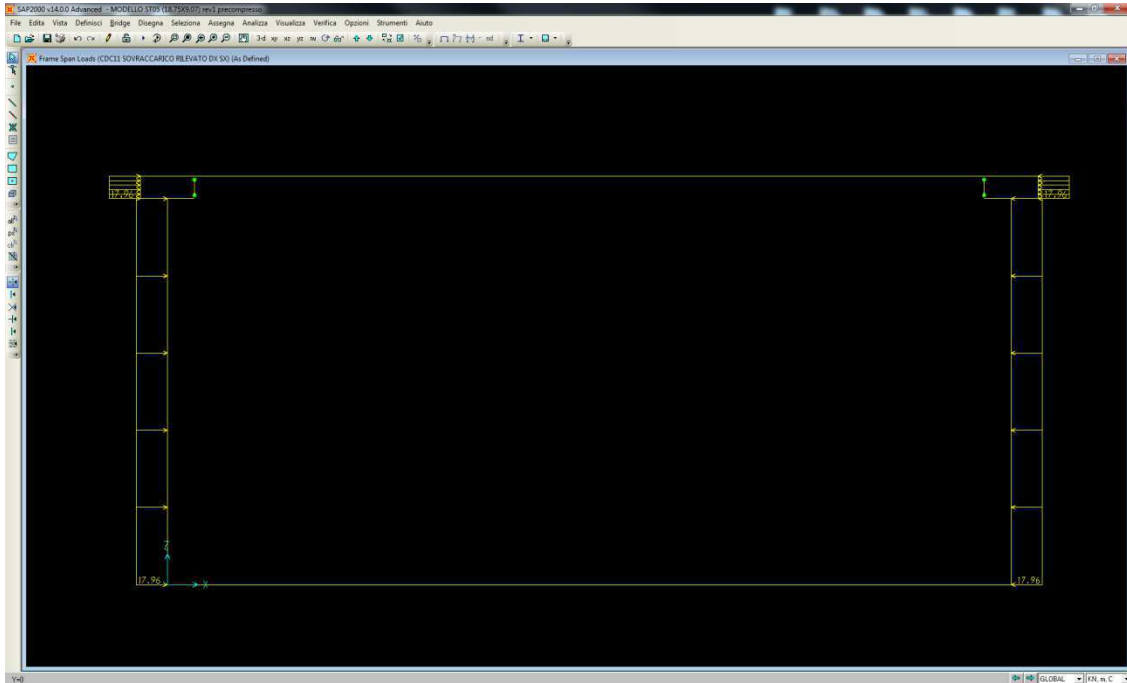


Figura 16 – SPINTA SOVRACCARICO ACCIDENTALE SU AMBO I PIEDRITTI

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 12



Figura 17 – FRENATURA SINISTRA

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 13



Figura 18 – FRENATURA DESTRA

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 17

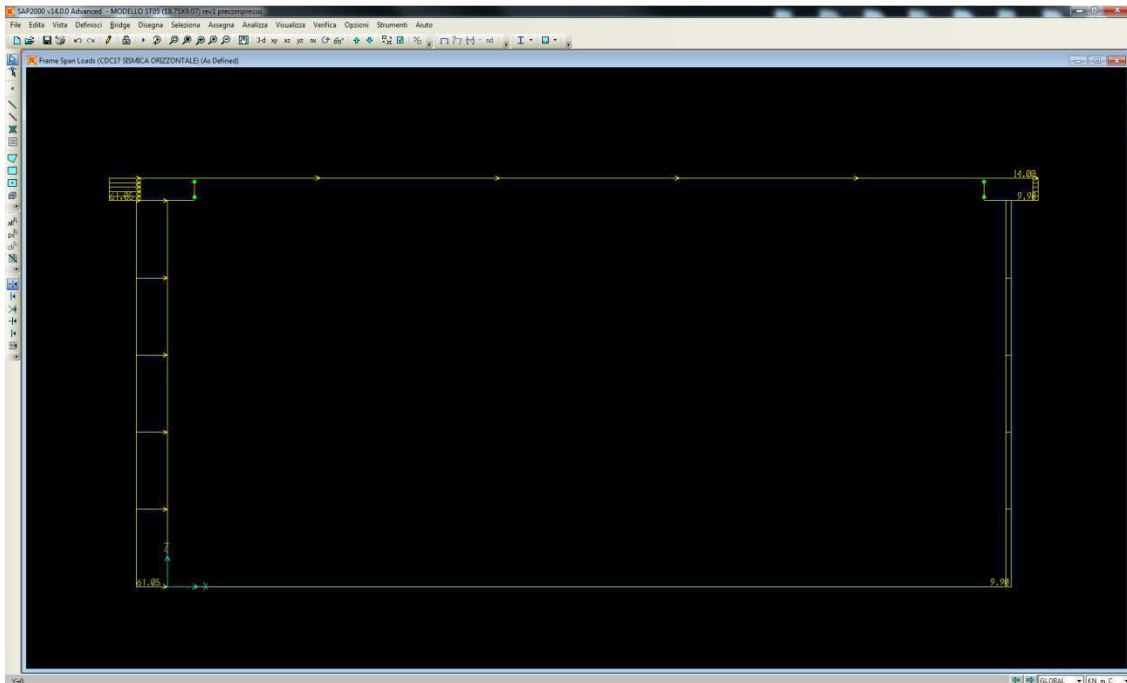


Figura 19 – SISMA ORIZZONTALE

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 18



Figura 20 – SISMA VERTICALE

8.4.2 VERIFICHE A SLU E SLE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione ed a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.

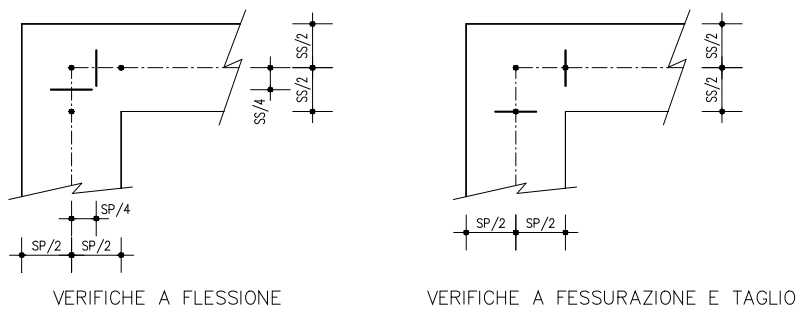


Figura 21 – Sezioni di riferimento per le verifiche

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente le strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0,20 \text{ mm}$$

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$$

b.2) 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 $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

A favore di sicurezza si trascura il contributo dello sforzo normale nelle verifiche delle sezioni di mezzeria delle solette orizzontali.

8.4.3 Soletta di fondazione

8.4.3.1 Attacco piedritto

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	3342	-1040	1207
RARA	2390	-752	-
FR	1850	-636	-
QP	1305	-522	-
SIS	1456	-870	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 26$ passo 10 cm a 7,0 cm da estradosso sezione (compressa)

$\phi 26$ passo 10 cm a 7,0 cm da intradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe $\phi 12$ passo 20 cm trasversale e passo 40 cm longitudinale

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.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	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	104000	334200	104004	369547	1.106	141.8	344925	---	---

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	0.00350	-0.02381	150.0	0.00180	146.0	-0.05853	4.0

COMBINAZIONI RARE 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	75.5	150.0	0.0	106.7	-2688	146.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
ScImin	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 (ScImin + ScEff)/(2 ScImin)
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	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	54.1	-45.0	-30.4	0.209	1.00	0.000768	165	0.216

COMBINAZIONI FREQUENTI 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	58.7	150.0	0.0	105.9	-2038	146.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	42.2	-34.5	-23.2	0.209	0.50	0.000647	165	0.182

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	41.8	150.0	0.0	104.4	-1381	146.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	30.2	-23.9	-15.9	0.208	0.50	0.000276	165	0.077

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1275	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	5306.6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1275000	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		
$k =$	1.3961	≤	2
$\rho_1 =$	0.004162039	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3266		
$V_{Rd,c} =$	506.31	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	416.40	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglioprecompresso? **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
$A_{sw} =$	282.6	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	
$V_{Rd,s} =$	1586.28	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	3753.86	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.553	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

8.4.3.2 Mezzeria

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	-3576	-1040	-
RARA	-2610	-752	-
FR	-2500	-636	-
QP	-2077	-522	-
SIS	-2400	-870	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 26$ passo 10 cm a 7,0 cm da intradosso sezione (compressa)

$\phi 26$ passo 10 cm a 7,0 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

non è necessario inserire armatura a taglio

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.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	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	104000	-357600	104004	-369547	1.033	8.2	-344925	---	---

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	0.00350	-0.02381	0.0	0.00180	4.0	-0.05853	146.0

COMBINAZIONI RARE 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	82.1	0.0	0.0	42.6	-2990	4.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI RARE 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	58.7	-49.6	-33.6	0.210	1.00	0.000966	166	0.272

COMBINAZIONI FREQUENTI 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	78.1	0.0	0.0	41.7	-2931	4.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	55.7	-48.0	-32.7	0.210	0.50	0.001189	166	0.335

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	64.9	0.0	0.0	41.6	-2440	4.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	46.2	-39.9	-27.2	0.210	0.50	0.000887	166	0.250

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1275	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	5306.6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1275000	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		
$k =$	1.3961	\leq	2
$\rho_1 =$	0.004162039	\leq	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	$<$	3.6267
$V_{min} =$	0.3266		
$V_{Rd,c} =$	506.31	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	416.40	kN	valore minimo di resistenza

8.4.4 Piedritto

8.4.4.1 Attacco soletta superiore

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	-2605	-958	1010
RARA	-1863	-693	-
FR	-1458	-600	-
QP	-965	-462	-
SIS	-1123	-534	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 28$ passo 10 cm a 7,1 cm da intradosso sezione (compressa)

$\phi 28$ passo 10 cm a 7,1 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe $\phi 12$ passo 20 cm trasversale e passo 40 cm longitudinale

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.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	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	95800	-260500	95780	-324240	1.245	8.1	-303149	---	---

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 0.00350 -0.01873 0.0 0.00177 4.0 -0.04665 116.0

COMBINAZIONI RARE 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/cm²)
 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/cm²)
 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/cm²)
 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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] 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	77.2	0.0	0.0	38.5	-2329	4.0	23.6	2360	61.6	10.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sclmax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²)
 Sclmin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²)
 Sc Eff Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm²)
 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	60.4	-50.4	-28.6	0.196	1.00	0.000765	157	0.204

COMBINAZIONI FREQUENTI 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	60.8	0.0	0.0	39.3	-1784	4.0	23.6	2360	61.6	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	47.7	-39.0	-21.9	0.195	0.50	0.000637	156	0.169

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	40.8	0.0	0.0	40.7	-1138	4.0	23.6	2360	61.6	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	32.0	-25.3	-14.1	0.194	0.50	0.000228	156	0.060

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1020	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	6154.4	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1020000	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		
$k =$	1.4428	≤	2
$\rho_1 =$	0.006033725	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3431		
$V_{Rd,c} =$	473.77	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	349.99	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglioprecompresso? **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
$d =$	1020	mm	altezza utile
$z =$	918	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282.6	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	
$V_{Rd,s} =$	1269.03	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	3003.09	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.553	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

8.4.4.2 Attacco soletta inferiore

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	-3378	-1295	913
RARA	-2411	-941	-
FR	-1760	-847	-
QP	-1313	-710	-
SIS	1800	-823	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 28$ passo 10 cm a 7,1 cm da intradosso sezione (compressa)

$\phi 28$ passo 10 cm a 7,1 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe $\phi 12$ passo 25 cm trasversale e passo 40 cm longitudinale

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.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	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	129500	-337800	129480	-342712	1.015	9.0	-318080	---	---

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	0.00350	-0.01656	0.0	0.00194	4.0	-0.04175	116.0

COMBINAZIONI RARE 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	100.3	0.0	0.0	38.9	-2985	4.0	23.6	2360	61.6	10.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Scmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Scmin	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 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
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	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	78.4	-64.8	-36.7	0.196	1.00	0.001184	156	0.315

COMBINAZIONI FREQUENTI 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	74.2	0.0	0.0	40.5	-2072	4.0	23.6	2360	61.6	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	58.4	-46.2	-25.6	0.194	0.50	0.000825	156	0.218

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	55.9	0.0	0.0	41.7	-1494	4.0	23.6	2360	61.6	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	44.1	-33.9	-18.5	0.193	0.50	0.000464	155	0.123

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1020	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	6154.4	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1020000	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		
$k =$	1.4428	≤	2
$\rho_1 =$	0.006033725	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3431		
$V_{Rd,c} =$	473.77	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	349.99	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
$d =$	1020	mm	altezza utile
$z =$	918	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282.6	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	
$V_{Rd,s} =$	1015.22	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	3003.09	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.442	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

8.4.5 Soletta superiore

Il calcolo viene condotto con riferimento ad una sezione orientata in direzione dell'asse delle travi prefabbricate di profondità pari a 100 cm (larghezza della trave) e considerando le fasi di realizzazione e montaggio dell'elemento stesso.

La prima fase schematizza lo stato tensionale delle sole travi precomprese in stabilimento, soggette alla precompressione all'istante t0 (forza di precompressione letta sul martinetto) e al peso proprio della trave. In questa fase deve essere verificata che la compressione nella trave sia inferiore ai limiti da normativa e che la tensione nei cavi non superi i limiti consentiti. Lo schema statico è quello di trave in semplice appoggio.

DATI GEOMETRICI

ELEMENTO	L _x [m]	L _y [m]	n	A _{sp} [m²]	x _g [m]	y _g [m]	Sx [m²]	Sy [m²]	Jx [m⁴]	Jy [m⁴]	A*(x _g - x _g)²	A*(y _g - y _g)²
1	1.000	0.700	1	0.700	0.000	0.350	0.245	0.000	0.029	0.058	0	1.2517E-07
2				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
3				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
4				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
5				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
6				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
7				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
8				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
9				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
10				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
11				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
12				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0

0.700

0.245

0.000

0.029

0.058

0.000

0.000

ARMATURE	n°	A _{nom} [mm²]	m	A _{sp} [m²]	x _g [m]	y _g [m]	Sx [m²]	Sy [m²]	Jx [m⁴]	Jy [m⁴]	A*(x _g - x _g)²	A*(y _g - y _g)²
1	12	139	6	0.01000800	0.000	0.320	0.0032	0.0000	-	-	0	8.7551E-06
2				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
3				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
4				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
5				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
6				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
7				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
8				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0

0.010

0.003

0.000

-

-

0.000

0.000

Posizione del baricentro degli elementi costituenti la sezione:

$$A_{tot} = \Sigma A_{xy} = 0.710 \text{ m}^2$$

$$A_{x_{tot}} = 0.700 \text{ m}^2$$

$$A_{y_{tot}} = 0.000 \text{ m}^2$$

$$S_{x_{tot}} = \Sigma Sx = 0.248$$

$$S_{y_{tot}} = \Sigma Sy = 0.000$$

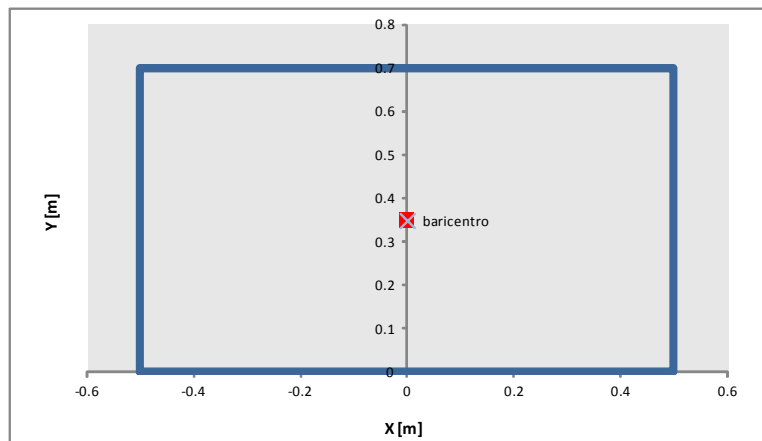
$$x_g = S_{y_{tot}} / A_{tot} = 0.0000 \text{ m}$$

$$y_g = S_{x_{tot}} / A_{tot} = 0.3496 \text{ m}$$

Momento di inerzia della sezione in x e y:

$$J_{x_{tot}} = \Sigma Jx + \Sigma(A_i d_i^2) = 0.02859221 \text{ m}^4$$

$$J_{y_{tot}} = \Sigma Jy + \Sigma(A_i d_i^2) = 0.05833333 \text{ m}^4$$



La seconda fase schematizza l'istante t0+1 quando la trave viene posta in cantiere sulle strutture di elevazione, precedentemente realizzate. Lo schema statico è quello di trave in semplice appoggio soggetta al peso proprio, al peso del getto di completamento e alla precompressione depurata delle perdite istantanee.

La terza fase schematizza la struttura in esercizio, soggetta a tutti i carichi permanenti portati, accidentali ed eccezionali. Si considerano anche avvenute tutte le perdite a lungo termine.

DATI GEOMETRICI

ELEMENTO	L _x [m]	L _y [m]	n	A _{sp} [m²]	x _g [m]	y _g [m]	S _x [m³]	S _y [m³]	J _x [m⁴]	J _y [m⁴]	A*(x _g - x _g)²	A*(y _g - y _g)²
1	1.000	1.000	1	1.000	0.000	0.500	0.500	0.000	0.083	0.083	0	0.00883255
2				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
3				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
4				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
5				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
6				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
7				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
8				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
9				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
10				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
11				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
12				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0

1.000

0.500 0.000 0.083 0.083 0.000 0.009

ARMATURE	n°	φ [mm]	m	A _{sp} [m²]	x _g [m]	y _g [m]	S _x [m³]	S _y [m³]	J _x [m⁴]	J _y [m⁴]	A*(x _g - x _g)²	A*(y _g - y _g)²
1	12	139	6	1.09258	0.000	0.320	0.3496	0.0000	-	-	0	0.00808415
2				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
3				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
4				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
5				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
6				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
7				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
8				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0

1.093

0.350 0.000 - - 0.000 0.008

Posizione del baricentro degli elementi costituenti la sezione:

$$A_{tot} = \sum A_{xy} = 2.093 \text{ m}^2$$

$$A_{x_{tot}} = 1.000 \text{ m}^2$$

$$A_{y_{tot}} = 0.000 \text{ m}^2$$

$$S_{x_{tot}} = \sum S_x = 0.850$$

$$S_{y_{tot}} = \sum S_y = 0.000$$

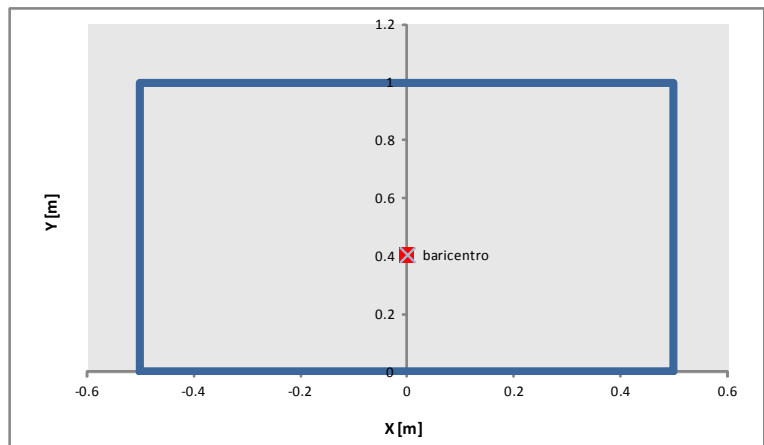
$$x_g = S_{y_{tot}} / A_{tot} = 0.0000 \text{ m}$$

$$y_g = S_{x_{tot}} / A_{tot} = 0.4060 \text{ m}$$

Momento di inerzia della sezione in x e y:

$$J_{x_{tot}} = \sum J_x + \sum (A_i d_i^2) = 0.10025003 \text{ m}^4$$

$$J_{y_{tot}} = \sum J_y + \sum (A_i d_i^2) = 0.08333333 \text{ m}^4$$



La sezione reagente è costituita dalla trave precompressa più il getto di completamento considerato solidarizzato con la trave mediante opportuna armatura di ripresa e di ancoraggio. Lo schema statico è quello di uno scatolare dove il nodo di connessione trave+soletta+correa è modellato tenendo in conto le effettive

rigidezze ed eccentricità presenti. L'incastro alla base è garantito o da un plinto di opportune dimensioni o dall'immorsamento dei pali-spalla.

8.4.5.1 Precompressione

Per determinare la forza di precompressione P_0 da applicare al martinetto, è stato eseguito un predimensionamento, tenendo conto dei carichi di prima e seconda fase che agiranno sulla struttura. Il procedimento è stato svolto utilizzando il metodo grafico di Magnel, che permette di tarare la precompressione sfruttando al meglio le caratteristiche della trave di prima e seconda fase.

La seconda incognita da definire è l'eccentricità e l'andamento dei cavi di precompressione. Questa viene valutata considerando la massima eccentricità applicabile in mezzeria tenendo conto del ricoprimento minimo da garantire e delle dimensioni reali delle barre d'armatura.

Infine sono da definire la tipologia e il numero di trefoli da impiegare per la precompressione; questi vengono definiti ipotizzando di far lavorare l'acciaio alla tensione massima consentita da normativa, riducendo al minimo la quantità di materiale "non sfruttata".

Il predimensionamento è stato eseguito nella ipotesi che le tensioni agenti sul calcestruzzo rientrino nei limiti da normativa. Si ottiene quindi:

Precompressione iniziale $P_0 =$ **2000 kN**

Eccentricità in mezzeria per la sezione reagente "1" = **55 mm**

Eccentricità in mezzeria per la sezione reagente "2" = **90 mm**

Eccentricità sugli appoggi per la sezione reagente "1" = **55 mm**

Eccentricità sugli appoggi per la sezione reagente "2" = **90 mm**

Equazione della parabola: **cavo rettilineo**

Per determinare l'area dell'acciaio da precompressione occorre tenere conto che la tensione iniziale di precompressione deve essere minore di:

$$\text{Tensione iniziale } \sigma_i = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1860 = 1488 \text{ N/mm}^2 \\ 0,9 \cdot f_{p01k} = 0,9 \cdot 1600 = 1440 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

Per tali limitazioni l'area minima di acciaio da precompressione deve essere maggiore di 1390 mm². Ipotizzando di utilizzare trefoli da 0,6" (con area nominale di 139 mm²) ne occorrono come minimo 10. Si

decide di utilizzare 12 trefoli con area totale di 1668 mm² e tensione iniziale di 1200 N/mm².

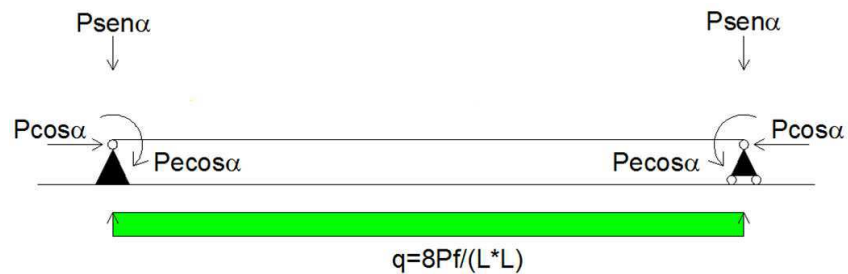


Figura 22 – applicazione della precompressione

Con:

P (precompressione iniziale) = **2000 kN**

L (lunghezza di calcolo della trave) = **18,75 m**

e (eccentricità a tempo "0") = **-0,055 m**

f (freccia della parabola) = **0,00m (cavo rettilineo)**

$\alpha = \arctg(4f/L)$ **0,00°**

Si ottiene:

$P \cdot \sin \alpha =$ **0 kN**

$P \cdot \cos \alpha =$ **2000 kN**

$P \cdot e \cdot \cos \alpha =$ **-110 kNm**

$q = 8 \cdot P \cdot f / L^2 =$ **0 kN/m**

Secondo le indicazioni di UNI EN 1992-1-1:2005 (vedi § 3.1.4, 7.4.3 e APPENDICE B) i valori e i coefficienti da utilizzare sono riportati di seguito:

SECONDO EUROCODICE 2 - UNI ENV 1992-1-1:2005 (APPENDICE B)

$A_c =$	1000000	mm ²	area dell'elemento soggetto a ritiro						
$u =$	3000	mm	perimetro esposto dell'elemento soggetto a ritiro						
$h_0 =$	666.67	mm	dimensione convenzionale $2 \cdot A_c / u$						
$\sigma_c =$	18	N/mm ²	tensione di compressione nel cls a livello del cavo risultante						
RH =	60%		percentuale di umidità relativa						
$t_0 =$	8	gg	tempo all'applicazione del carico						
$t =$	36500	gg	tempo al momento considerato						
$f_{ck} =$	50	N/mm ²	resistenza cilindrica cls						
$f_{cm} =$	58	N/mm ²							
$\alpha_1 =$	0.702			$\alpha_{ds1} =$	4	classe N	$s =$	0.25	classe N
$\alpha_2 =$	0.904			$\alpha_{ds2} =$	0.12	classe N	$\beta_{cc}(t) =$	1.275	
$\alpha_3 =$	0.777			$k_h =$	0.7000		$f_{cm}(t) =$	73.960	N/mm ²
$\varphi_{RH} =$	1.291			$\beta_{RH} =$	1.215		$\beta_{cc}(t_0) =$	0.804	
$\beta_{(f_{cm})} =$	2.206			$\beta_{ds}(t, t_0) =$	0.981		$f_{cm}(t_0) =$	46.653	N/mm ²
$\beta_{(t_0)} =$	0.619			$\varepsilon_{cd,0} =$	0.000340		$E_{cm} =$	37.278	GPa
$\varphi_0 =$	1.762			$\varepsilon_{cd} =$	0.000234		$E_c =$	39.142	GPa
$\beta_H =$	1196.909	≤ 1500		$\beta_{as}(t) =$	1		$E_{cm}(t) =$	40.098	GPa
$\beta_c(t, t_0) =$	0.990			$\varepsilon_{ca}(\infty) =$	0.0001		$E_{c,\infty} =$	13.580	GPa
$\varphi(t, t_0) =$	1.745			$\varepsilon_{cs} =$	0.00033352				
$\varphi_k(t, t_0) =$	1.745								

Dai dati riportati si evince che la dilatazione lineare specifica finale da ritiro per il conglomerato ipotizzato di classe N, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di 60% e avente dimensione fittizia $h_0 = 2A_c / u \cong 666$ (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

$$\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0) = 0,3335 \cdot 10^{-3}$$

Mentre il coefficiente di viscosità da impiegare nella valutazione delle perdite differite, risulta:

$$\phi(t, t_0) = 1,745$$

PERDITE ISTANTANEE

Nel caso di pre-compressione le perdite da considerare sono quelle per rientro delle testate d'ancoraggio.

PERDITE ISTANTANEE

$$P_0 = \frac{P_i}{1 + \frac{E_p A_p}{E_c A_c} + e^2 \frac{E_p A_p}{E_c I_c} + \frac{8 f e E_p A_p}{24 E_c I_c}}$$

$P_i =$	2000	kN	precompressione iniziale a istante t_0
$f =$	0	mm	freccia della parabola (in caso di cavo curvo)
$e_1 =$	-55	mm	eccentricità in prima fase del cavo all'estremità della trave
$E_p =$	195000	N/mm ²	modulo di deformazione acciaio
$A_p =$	1668	mm ²	area del cavo equivalente da precompressione
$E_c =$	39141.76	N/mm ²	modulo di deformazione istantaneo del cls
$A_{c1} =$	700000	mm ²	area della sezione in calcestruzzo iniziale
$I_{c1} =$	2.86E+10	mm ⁴	momento d'inerzia sezione in calcestruzzo
$P_0 =$	1974.82	kN	precompressione a istante t_{0+1}
$\Delta P =$	25.18	kN	perdite istantanee
$\Delta P \% =$	1.26	%	percentuale di perdite istantanee

Quindi con:

$$\Delta P' \text{ (perdita istantanea)} = \mathbf{-25,18 \text{ kN}}$$

$$L \text{ (lunghezza di calcolo della trave)} = \mathbf{18,75 \text{ m}}$$

$$e \text{ (eccentricità sugli appoggi a tempo "0")} = \mathbf{-0,055 \text{ m}}$$

$$f \text{ (freccia della parabola)} = \mathbf{0,00 \text{ m (cavo rettilineo)}}$$

$$\alpha = \arctg(4f/L) = \mathbf{0,00^\circ}$$

Si ottiene:

$$P \cdot \sin \alpha = \mathbf{0,00 \text{ kN}}$$

$$P \cdot \cos \alpha = \mathbf{-25,18 \text{ kN}}$$

$$P \cdot e \cdot \cos \alpha = \mathbf{1,385 \text{ kNm}}$$

$$q = 8 \cdot P \cdot f / L^2 = \mathbf{0,00 \text{ kN/m}}$$

PERDITE A LUNGO TERMINE

Secondo le indicazioni di UNI EN 1992-1-1:2005 (vedi § 5.10.6), le perdite da considerare sono quelle dovute a ritiro e viscosità del calcestruzzo e rilassamento dell'acciaio.

PERDITE A LUNGO TERMINE PER RILASSAMENTO

$$\Delta\sigma_r = A \cdot B \cdot e^{C \cdot \mu} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}}{1000} \right)^{0,75 \cdot (3 - \mu)} \cdot \sigma_{pi} \cdot 10^{-8}$$

classe	2		
P ₀ =	1974.82	kN	precompressione a istante t ₀₊₁
A _p =	1668	mm ²	area del cavo equivalente da precompressione
f _{pk} =	1860	N/mm ²	resistenza a trazione del cavo
σ _{pi} =	1183.94	N/mm ²	tensione nelle armature all'istante t ₀₊₁
t =	876000	ore	tempo della messa in tensione delle armature
A =	0.66		
B =	2.5		
C =	9.1		
μ =	0.64		
Δσ _r =	40.60	N/mm ²	valore assoluto delle perdite dovute a rilassamento
ΔP' _r =	67.73	kN	perdite per rilassamento differite al tempo t
ΔP' _r % =	3.39	%	percentuale perdite per rilassamento differite al tempo t

PERDITE A LUNGO TERMINE PER RITIRO

$$\Delta P'_s = \varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p$$

ε _{cs} =	0.00033352		valore assoluto del ritiro del cls
E _p =	195000	N/mm ²	modulo di deformazione acciaio
A _p =	1668.00	mm ²	area del cavo equivalente da precompressione
ΔP' _s =	108.48	kN	perdite per ritiro differite al tempo t
ΔP' _s % =	5.42	%	percentuale perdite per ritiro differite al tempo t

PERDITE A LUNGO TERMINE PER VISCOSITA'

$$\Delta P'_c = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{E_p}{E_c} \cdot A_p \cdot \sigma_c$$

φ(t, t ₀) =	1.745		coefficiente di viscosità al tempo t
E _p =	195000	N/mm ²	modulo di deformazione acciaio
A _p =	1668	mm ²	area del cavo equivalente da precompressione
E _c =	39141.76	N/mm ²	modulo di deformazione istantaneo del cls
σ _c =	18.00	N/mm ²	tensione di compressione nel cls a livello del cavo risultante
ΔP' _c =	261.03	kN	perdite per ritiro differite al tempo t
ΔP' _c % =	13.05	%	percentuale perdite per viscosità differite al tempo t

TOTALE PERDITE A LUNGO TERMINE

ΔP' _{c+s+r} =	437.24	kN	perdite differite al tempo t
ΔP' _{c+s+r} % =	21.86	%	percentuale perdite differite al tempo t

Con:

$$\Delta P'' \text{ (perdita a lungo termine)} = -437,24 \text{ kN}$$

$$L \text{ (lunghezza di calcolo della trave)} = 18,75 \text{ m}$$

$$e \text{ (eccentricità sugli appoggi a tempo "infinito")} = -0,09 \text{ m}$$

$$f \text{ (freccia della parabola)} = 0,00 \text{ m (cavo rettilineo)}$$

$$\alpha = \arctg(4f/L) = 0,00^\circ$$

Si ottiene:

$$P \cdot \sin \alpha = 0,00 \text{ kN}$$

$$P \cdot \cos \alpha = -437,24 \text{ kN}$$

$$P \cdot e \cdot \cos \alpha = 39,35 \text{ kNm}$$

$$q = 8 \cdot P \cdot f / L^2 = 0,00 \text{ kN/m}$$

La tensione nei trefoli a lungo termine risulta quindi inferiore ai limiti da normativa:

$$\text{Tensione iniziale } \sigma_i = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ N/mm}^2 \\ 0,85 \cdot f_{p01k} = 0,85 \cdot 1600 = 1360 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

In quanto lo sforzo di precompressione a lungo termine risulta essere $P^\infty = P_0 - \Delta P' - \Delta P'' = 1537 \text{ kN}$.
Avendo predisposto l'utilizzo di 12 trefoli con area totale di 1668 mm² la tensione nel singolo trefolo risulta essere:

$$\sigma_t = 1537 \cdot 10^3 / 1668 = 921,46 \text{ N/mm}^2 < \sigma_i$$

8.4.5.2 Verifica tensioni d'esercizio-sezione di mezzeria

a) - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Distanza tra cavo e baricentro sezione	m	0.03
Altezza sezione	m	0.7
Area resistente	m ²	0.7100
Area resistente a taglio	m ²	0.7000
Distanza baricentro bordo inferiore	m	0.34957713
Momento d'inerzia	m ⁴	0.02859221
Ws	m ³	0.081593
Wc	m ³	0.953074
Wi	m ³	0.081791

Distanza tra cavo e baricentro sezione	m	0.18
Altezza sezione	m	1
Area resistente	m ²	2.0926
Area resistente a taglio	m ²	1.0000
Distanza baricentro bordo inferiore	m	0.40601835
Momento d'inerzia	m ⁴	0.10025003
Wss	m ³	0.168776
Ws	m ³	0.341008
Wc	m ³	0.556945
Wi	m ³	0.246910

b) - AZIONI ELEMENTARI

	M	N	T
	(kNm)	(kN)	(kN)
Precompressione iniziale	-110.00	-2'000.00	0.00
Peso proprio trave	500.00	0.00	0.00
Perdite istantanee	2.00	25.00	0.00
Getto di completamento	0.00	0.00	0.00
Perdite a lungo termine	40.00	440.00	0.00
Permanententi portati	350.00	-20.00	0.00
Azione sui piedritti	-45.00	-80.00	0.00
Peso proprio piedritti	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	-45.00	-110.00	0.00
Spinta a riposo	-30.00	-78.00	0.00
Carico variabile da traffico	350.00	-22.00	0.00
Sovraccarico accidentale	-20.00	-76.00	0.00

c) - AZIONI COMBINATE	M	N	T	γ_s
	(kNm)	(kN)	(kN)	-
Precompressione iniziale	-110.00	-2'000.00	0.00	1.00
Peso proprio trave	500.00	0.00	0.00	1.00
Perdite istantanee	2.00	25.00	0.00	1.00
Getto di completamento	0.00	0.00	0.00	1.00
Perdite a lungo termine	40.00	440.00	0.00	1.00
Permanenti portati	350.00	-20.00	0.00	1.00
Azione sui piedritti	-45.00	-80.00	0.00	1.00
Peso proprio piedritti	0.00	0.00	0.00	1.00
Spinta attiva	-45.00	-110.00	0.00	1.00
Spinta a riposo	-30.00	-78.00	0.00	1.00
Carico variabile da traffico	350.00	-22.00	0.00	1.00
Sovraccarico accidentale	-20.00	-76.00	0.00	1.00

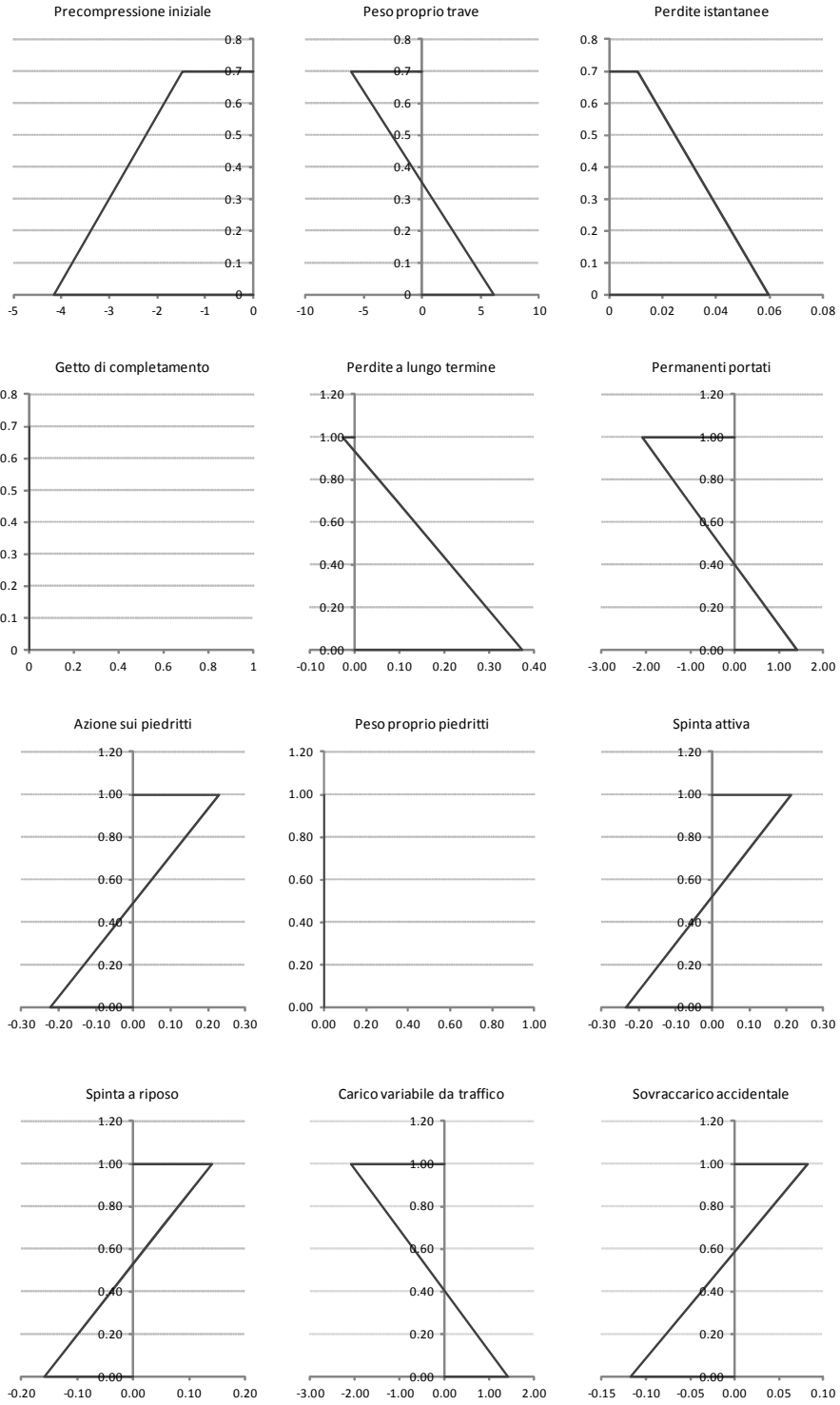
d) - SOLLECITAZIONI	fibra tensionale indagata	σ	τ	σ_{tot}	τ_{tot}
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Precompressione iniziale	sup. trave	-1.469		-1.469	
	baricentro	-2.817	0.000		0.000
	inf. trave	-4.162		-4.162	
Peso proprio trave	sup. trave	-6.128		-7.597	
	baricentro	0.000	0.000		0.000
	inf. trave	6.113		1.951	
Perdite istantanee	sup. trave	0.011		-7.586	
	baricentro	0.035	0.000		0.000
	inf. trave	0.060		2.011	
Getto di completamento	sup. trave	0.000		-7.586	
	baricentro	0.000	0.000		0.000
	inf. trave	0.000		2.011	
Perdite a lungo termine	sup. getto	-0.027		-0.027	
	sup. trave	0.093		-7.493	
	baricentro	0.210	0.000		0.000
	inf. trave	0.372		2.383	
Permanenti portati	sup. getto	-2.083		-2.110	
	sup. trave	-1.036		-8.529	
	baricentro	-0.010	0.000		0.000
	inf. trave	1.408		3.791	
Azione sui piedritti	sup. getto	0.228		-1.882	
	sup. trave	0.094		-8.435	
	baricentro	-0.038	0.000		0.000
	inf. trave	-0.220		3.571	

PROGETTO DEFINITIVO

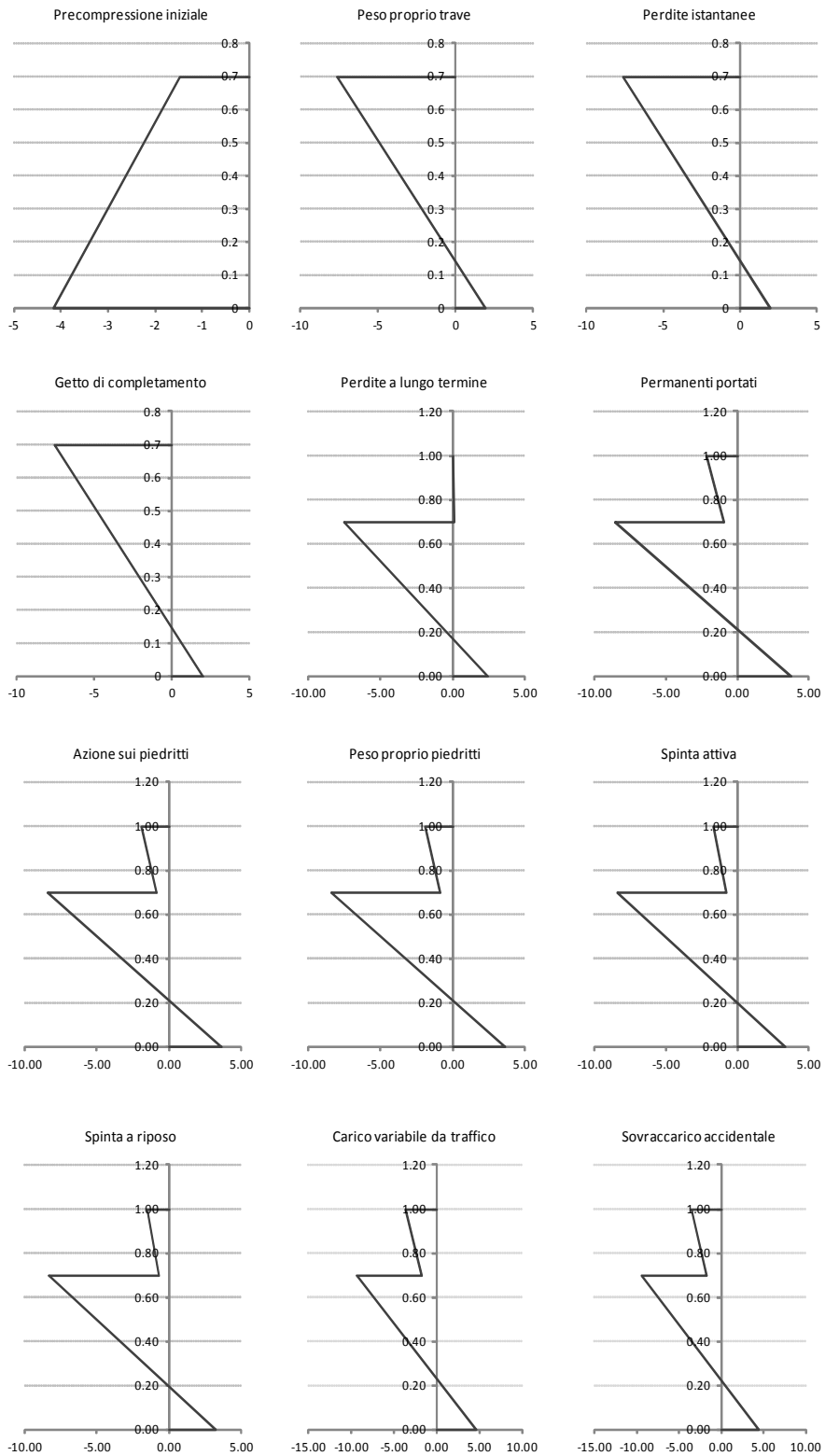
RELAZIONE DI CALCOLO-ST05

Peso proprio piedritti	sup. getto	0.000		-1.882	
	sup. trave	0.000		-8.435	
	baricentro	0.000	0.000		0.000
	inf. trave	0.000		3.571	
Spinta attiva	sup. getto	0.214		-1.668	
	sup. trave	0.079		-8.356	
	baricentro	-0.053	0.000		0.000
	inf. trave	-0.235		3.336	
Spinta a riposo	sup. getto	0.140		-1.527	
	sup. trave	0.051		-8.305	
	baricentro	-0.037	0.000		0.000
	inf. trave	-0.159		3.177	
Carico variabile da traffico	sup. getto	-2.084		-3.611	
	sup. trave	-1.037		-9.342	
	baricentro	-0.011	0.000		0.000
	inf. trave	1.407		4.584	
Sovraccarico accidentale	sup. getto	0.082		-3.529	
	sup. trave	0.022		-9.320	
	baricentro	-0.036	0.000		0.000
	inf. trave	-0.117		4.467	

GRAFICI DELLA TENSIONE PARZIALE NELLA SEZIONE



GRAFICI DELLA TENSIONE TOTALE NELLA SEZIONE



8.4.5.3 Verifica allo stato limite ultimo

a) - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Distanza tra cavo e baricentro sezione	m	0.03
Altezza sezione	m	0.7
Area resistente	m ²	0.7100
Area resistente a taglio	m ²	0.7000
Distanza baricentro bordo inferiore	m	0.34957713
Momento d'inerzia	m ⁴	0.02859221
Ws	m ³	0.081593
Wc	m ³	0.953074
Wi	m ³	0.081791

Distanza tra cavo e baricentro sezione	m	0.18
Altezza sezione	m	1
Area resistente	m ²	2.0926
Area resistente a taglio	m ²	1.0000
Distanza baricentro bordo inferiore	m	0.40601835
Momento d'inerzia	m ⁴	0.10025003
Wss	m ³	0.168776
Ws	m ³	0.341008
Wc	m ³	0.556945
Wi	m ³	0.246910

b) - AZIONI ELEMENTARI

	M	N	T
	(kNm)	(kN)	(kN)
Precompressione iniziale	-110.00	-2'000.00	0.00
Peso proprio trave	500.00	0.00	0.00
Perdite istantanee	2.00	25.00	0.00
Getto di completamento	0.00	0.00	0.00
Perdite a lungo termine	40.00	440.00	0.00
Permanenti portati	350.00	-20.00	0.00
Azione sui piedritti	-45.00	-80.00	0.00
Peso proprio piedritti	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	-45.00	-110.00	0.00
Spinta a riposo	-30.00	-78.00	0.00
Carico variabile da traffico	350.00	-22.00	0.00
Sovraccarico accidentale	-20.00	-76.00	0.00

c) - AZIONI COMBinate	M	N	T	γ_s
	(kNm)	(kN)	(kN)	-
Precompressione iniziale	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso proprio trave	675.00	0.00	0.00	1.35
Perdite istantanee	0.00	0.00	0.00	0.00
Getto di completamento	0.00	0.00	0.00	0.00
Perdite a lungo termine	0.00	0.00	0.00	0.00
Permanenti portati	472.50	-27.00	0.00	1.35
Azione sui piedritti	-45.00	-80.00	0.00	1.00
Peso proprio piedritti	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	-45.00	-110.00	0.00	1.00
Spinta a riposo	0.00	0.00	0.00	0.00
Carico variabile da traffico	472.50	-29.70	0.00	1.35
Sovraccarico accidentale	0.00	0.00	0.00	0.00

1'530.00	-246.70
----------	---------

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

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

TITOLO :

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	11.31	6
			2	11.31	24

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Armatura Precompressione
N° strati cavi: Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	16.68	68	1200

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M_{xRd} kNm

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

Tipo flessione
 Retta Deviated

Calcola MRd Dominio M-N
L_o cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C **C32/40**

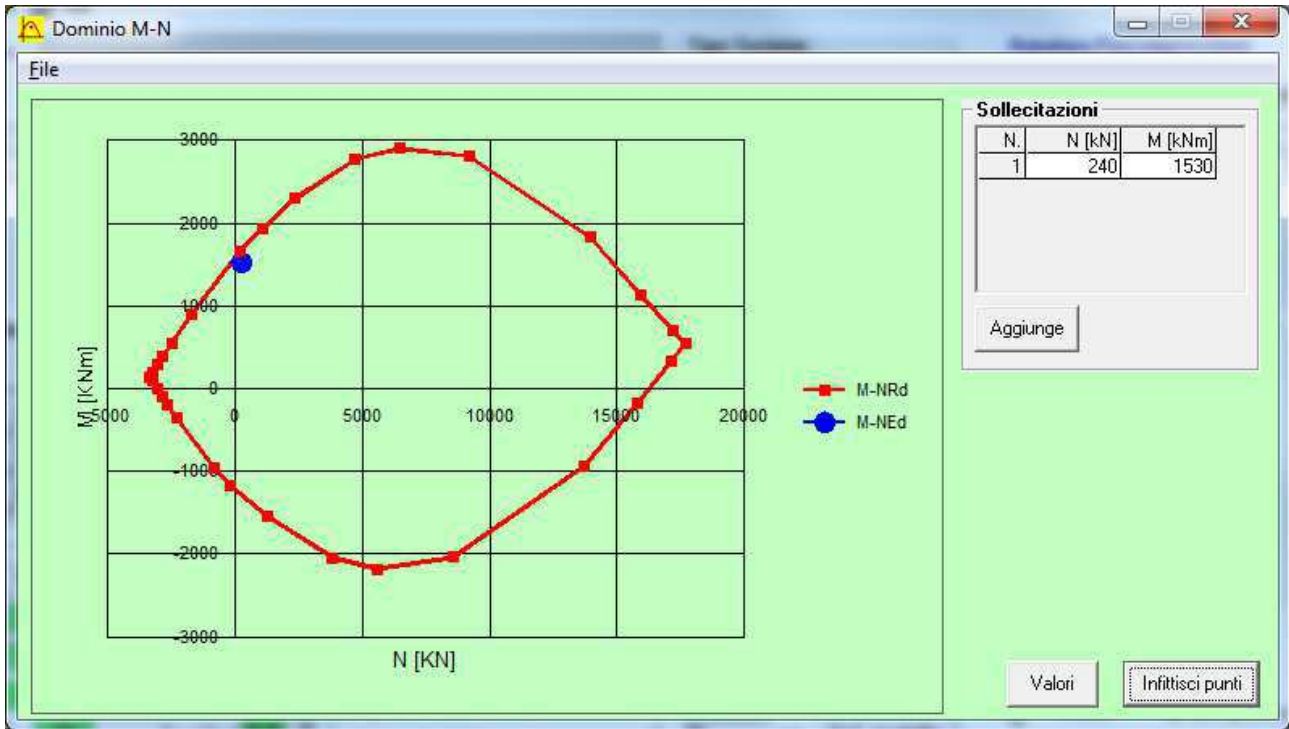
ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

σ_{c1} N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_{cs} ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x cm x/d δ

Tipo cavo
 Trefolo

ϵ_{su} ‰
 f_{yd} N/mm²
 E_s/E_c ϵ_{syd} ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm²

σ_{sp} N/mm²
 ϵ_{sp} ‰ compresa predef.



8.4.5.4 Verifica soletta superiore-sezione d'appoggio

Vengono condotte le verifiche SLU e SLS (stato limite ultimo e stato limite di servizio) considerando la sezione come se fosse in cemento armato non precompresso, in quanto il cavo rimane sempre nella zona compressa della sezione e non contribuisce alla resistenza a trazione della sezione. Viene quindi trascurata a favore di sicurezza la presenza del cavo.

Vengono disposti $\varnothing 28$ a 10 all'intradosso e $\varnothing 28$ a 10 all'estradosso della soletta.

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.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	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	113800	-261400	113816	-274574	1.050	8.6	-255788	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
--------	---

PROGETTO DEFINITIVO

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	0.00350	-0.01404	0.0	0.00186	4.0	-0.03579	96.0

COMBINAZIONI RARE 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/cm²]
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/cm²]
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/cm²]
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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] 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	101.7	0.0	0.0	33.4	-2855	4.0	23.6	2360	61.6	10.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm²]
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	82.1	-69.1	-33.4	0.185	1.00	0.001167	152	0.302

COMBINAZIONI FREQUENTI 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	66.0	0.0	0.0	33.4	-1852	4.0	23.6	2360	61.6	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	53.2	-44.8	-21.7	0.185	0.50	0.000725	152	0.187

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	43.7	0.0	0.0	31.7	-1335	4.0	23.6	2360	61.6	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

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-ST05

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	35.0	-31.3	-15.7	0.188	0.50	0.000371	153	0.096

8.5 Verifica capacità portante fondazione

La verifica di capacità portante viene effettuata secondo l'Approccio I combinazione 2 (GEO) sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₂
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	(A2) GEO
Permanente	favorevole	γ_{G1}	1.0
	sfavorevole		1.0
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0
	sfavorevole		1/1.3
Variabili da traffico	favorevole	γ_Q	0.0
	sfavorevole		1.25
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0
	sfavorevole		1.30

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)
Capacità portante	$\gamma_R=1.8$

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

$$GEO) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q_k \Rightarrow (\text{spinte } \Phi'_d = \tan^{-1}(\tan \Phi'_k / \gamma_\phi))$$

Si fa notare che, essendo lo scatolare una struttura rigida, le azioni orizzontali comportano dal lato sfavorevole una rapida diminuzione di spinta (da regime di K0 a regime di Ka) che avviene per piccoli spostamenti, mentre dal lato resistente la spinta aumenta tendendo a Kp 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.

Nel caso in esame 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 $\phi=32^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0,307$ ed un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_p = 3,255$.

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:

$$p_{\min} = [20 * 1,37] * 3,255 = \mathbf{89,18 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{\max} = p_{\min} + [20 * 9,07] * 3,255 = \mathbf{679,64 \text{ kN/m}^2}$$

da cui:

$$F_{\text{res}} = p_{\min} * 9,07 + [p_{\max} - p_{\min}] * 9,07/2 = \mathbf{3486,60 \text{ kN}}$$

Azione agente massima spinta del terreno:

$$p_{\min} = [20 * 1,37] * 0,307 = \mathbf{8,41 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{\max} = p_{\min} + [20 * 9,07] * 0,307 = \mathbf{64,10 \text{ kN/m}^2}$$

da cui:

$$F_{\text{agente_ter}} = p_{\min} * 9,07 + [p_{\max} - p_{\min}] * 9,07/2 = \mathbf{328,83 \text{ kN}}$$

Azione agente massima sovraccarico a tergo:

$$p_{\text{acc}} = 20,00 * 0,307 = \mathbf{6,14 \text{ kN/m}^2}$$

da cui:

$$F_{\text{agente_acc}} = p_{\text{acc}} * 9,07 * 1,30 = \mathbf{72,40 \text{ kN}}$$

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.

Ne consegue che per le verifiche di capacità portante si può ritenere nulla la risultante delle forze orizzontali e considerare unicamente l'azione verticale, che risulta massima per il caso statico per il quale si considerano agenti i carichi accidentali da traffico:

$N_{\text{max_GEO}} = 3100 \text{ kN}$ (valutato come la somma dei pesi propri, permanenti e accidentali)

8.5.1 Carico limite

Si valuta la capacità portante secondo Brinch-Hansen, considerando una fondazione nastriforme fittizia di larghezza 4,10 m e profondità pari a 1 m.

La relazione adottata è la seguente:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot \gamma_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot \gamma_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot \gamma_\gamma$$

TERRENO					
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	$\beta 1 + \beta 2 < 45^\circ$
$\gamma 1$	=	19.00	kN/mc	peso specifico efficace	
γ_{sat}	=	19.00	kN/mc	peso specifico saturo	
				valore di γ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o	
$\gamma 2$	=	9.00	kN/mc	$Z_w > (D+B)$	
c		20.00	20.00	kN/mq	coesione c'
φ		25	25.00	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione φ'
Zw	=	1.00	m	profondità falda	

GEOMETRIA FONDAZIONE				FONDAZIONE RIDOTTA			
B	=	1755	cm	lato fondazione	eb=	0.00 m --->	B'= 17.55 m
L	=	100	cm	lunghezza fondazione	el=	0.00 m --->	L'= 1.00 m
H	=	150	cm	altezza suola fondazione			
D	=	1119	cm	profondità di posa			

AZIONI		Gkfond	Gk	Qk	SCEGLI la combinazione		
N	=	3864.90	kN	833.00	2140.00	0.00	<input type="radio"/> A1+M1+R <input type="radio"/> A2+M2+R2 3 2.3 <input checked="" type="radio"/> A1+M1+R3
Mb	=	0.00	kNm		0.00	0.00	
MI	=	0.00	kNm		0.00	0.00	
Tb	=	0.00	kN		0.00	0.00	
TI	=	0.00	kN		0.00	0.00	
Ht	=	0.00	kN				

CARICO LIMITE		PRESSIONE AGENTE		FS			
qlim	=	12884.69	kN/mq	q=	220.22	kN/mq	verificato R1 = 1,0 R2 = 1,8 R3 = 2,3
		128.85	kg/cmq		2.20	kg/cmq	
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: S_d / H_d				assente			OK verificato

La massima pressione sul terreno è, quindi, di entità accettabile.

Per completezza si ripostano nel seguito i coefficienti della formula di Brinch-Hansen utilizzati per il calcolo delle capacità portante.

COEFFICIENTI FORMULA BRINCH-HANSEN				
q	=	110.71	kN/mq	sovraccarico alla profondità D
Nq	=	10.66		
Nc	=	20.72		coefficienti di capacità portante
Ng	=	10.88		
sc	=	10.03		
sq	=	9.18		fattori di forma
sg	=	-6.02		
rb	=	1.05		coefficienti per calcolare mi
rl	=	1.95		
teta	=	1.57	rad	
mi	=	1.05		
iq	=	1.00		fattori inclinazione carico
ic	=	1.00		
ig	=	1.00		
dq	=	1.20		fattori profondità piano d'appoggio
dc	=	1.22		
dg	=	1.00		
bq	=	1		fattori inclinazione base della fondazione
bc	=	1		
bg	=	1		
gq	=	1		
gc	=	1		fattori inclinazione piano di campagna
gg	=	1		

8.6 Verifica a galleggiamento

La verifica viene eseguita sia in condizione di costruzione sia in condizione di esercizio (ovviamente in assenza di sovraccarichi accidentali), considerando il battente alla sua altezza massima.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d}$$

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento alla seguente combinazione (§6.2.3.2):

combinazione 2 → (A2+M2) → GEO (galleggiamento)

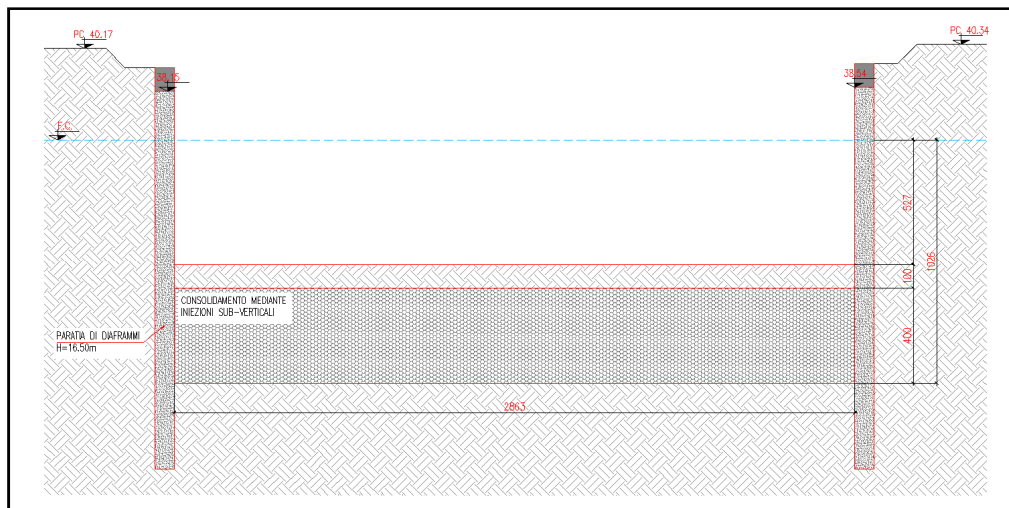
Tabella 6.2.III - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO	(A2) STR
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0.9
	sfavorevole		1.1

Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0
	sfavorevole		1.1

Per la fase di costruzione si sono analizzate tre sezioni principali, la prima alla PK 5+688,000 Km dove si ha anche lo scavo più profondo, la seconda alla sezione trasversale 298 con PK 5+715.399 Km e la terza alla sezione numero 304 con PK 5+850.000 Km e i risultati sono i seguenti:

SEZIONE PK 5+688,000



Hbattente = 10,26m

Hzavorra = 1,00m

Htappo di fondo = 4,00m

Bscavo = 28,63m

VERIFICA 1 (equilibrio delle forze)

$$1,1 \cdot F_W \leq 0,9 \cdot (W_P + 2 S_P Tg\phi)$$

Dove:

F_W = spinta dell'acqua

W_P = peso zavorra

$2 S_P Tg\phi$ = contributo di aderenza

$$1,1 \cdot 10,26 \leq 0,9 \cdot (100 + 2 \cdot 195 Tg16)$$

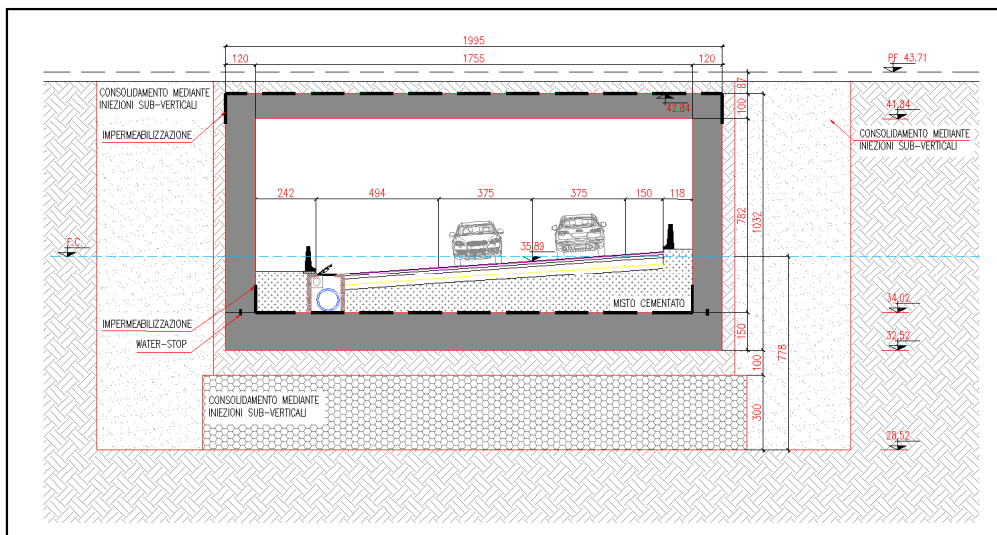
$$112,86 \text{ [kN]} \leq 190 \text{ [kN]}$$

VERIFICA 2 (compressione del tappo di fondo)

$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} > 0$$

$$\sigma = \frac{195}{4} - \frac{266}{64} \cdot 6 = 24 > 0$$

SEZIONE 298 - PK 5+715.399



Hbattente = 7,78m

Hzaorra = 1,00m

Htappo di fondo = 3,00m

Bscavo = 20,00m

VERIFICA 1 (equilibrio delle forze)

$$1,1 \cdot F_W \leq 0,9 \cdot (W_P + 2 S_P Tg\phi)$$

Dove:

F_W = spinta dell'acqua

W_P = peso zavorra

$2 S_P Tg\phi$ = contributo di aderenza

$$1,1 \cdot 77,80 \leq 0,9 \cdot (80 + 2 \cdot 162 Tg16)$$

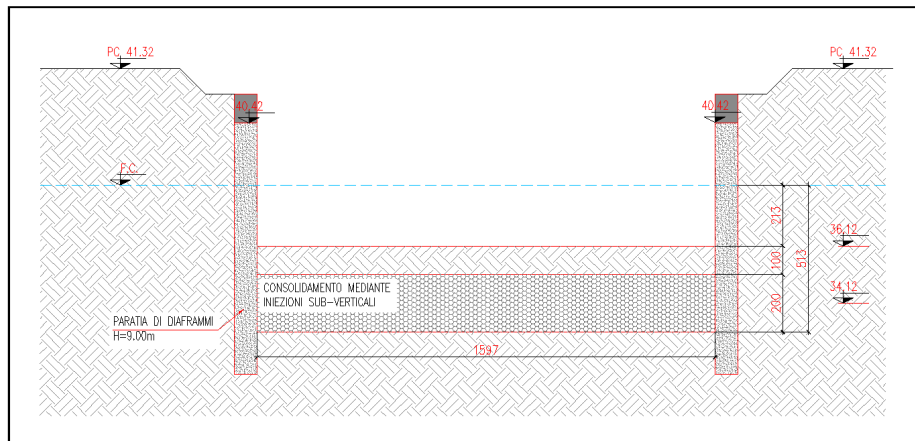
$$85,58 \text{ [kN]} \leq 155 \text{ [kN]}$$

VERIFICA 2 (compressione del tappo di fondo)

$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} > 0$$

$$\sigma = \frac{162}{3} + \frac{109}{27} \cdot 6 = 78 > 0$$

SEZIONE 304 - PK 5+850.000



Hbattente = 5,13m

Hzavorra = 1,00m

Htappo di fondo = 2,00m

Bscavo = 16,00m

VERIFICA 1 (equilibrio delle forze)

$$1,1 \cdot F_W \leq 0,9 \cdot (W_P + 2 S_P Tg\phi)$$

Dove:

F_W = spinta dell'acqua

W_P = peso zavorra

$2 S_P Tg\phi$ = contributo di aderenza

$$1,1 \cdot 51,30 \leq 0,9 \cdot (60 + 2 \cdot 130 Tg16)$$

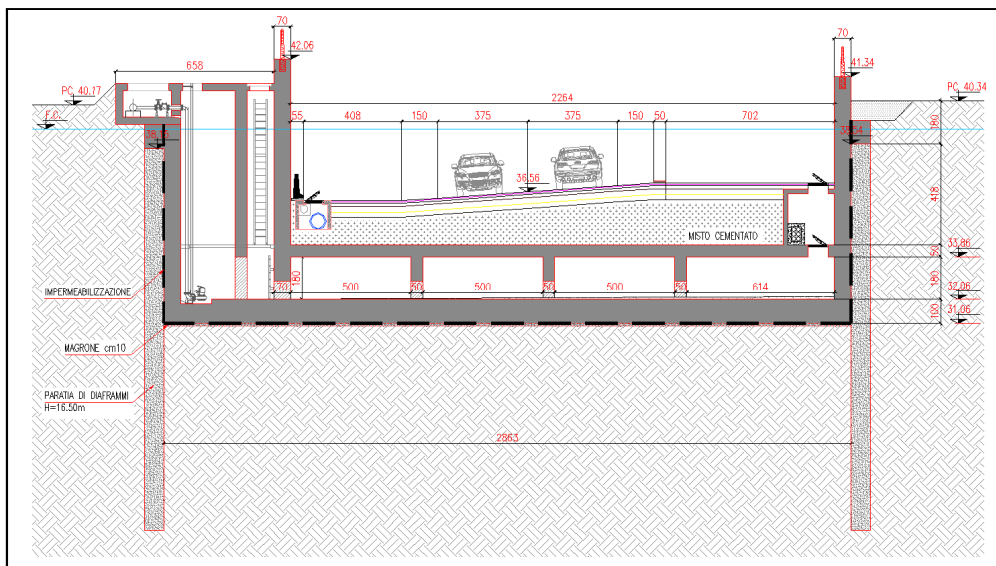
$$56,43 \text{ [kN]} \leq 121 \text{ [kN]}$$

VERIFICA 2 (compressione del tappo di fondo)

$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} > 0$$

$$\sigma = \frac{130}{2} + \frac{278}{8} \cdot 6 = 273 > 0$$

Per la fase di esercizio si è analizzata solo la sezione più critica alla PK 5+688,00Km e i risultati sono i seguenti:



Hbattente = 8,11m

Bscavo = 28,63m

$$1,1 \cdot F_w \leq 0,9 \cdot P_{scat}$$

$$89,20 \leq 0,9 \cdot (2840/28,63)=89,27$$

[kN] [kN]

9 VERIFICA FASE TRANSITORIA DI SPINTA

L'opera viene varata col sistema del "sottopasso a spinta", mediante martinetti idraulici che lavorano a contrasto su un muro reggispinta. La procedura di varo si articola sui seguenti step di avanzamento (per un maggior dettaglio delle fasi realizzative si rimanda agli elaborati grafici):

1. Realizzazione della paratia di diaframmi
2. Scavo e posa in opera del sistema Essen;
3. Preparazione della vasca di varo;
4. Realizzazione del muro reggispinta e della soletta di varo;
5. Realizzazione fuori sede del sottopasso a spinta e successiva spinta fino alla configurazione di progetto;
6. Completamento e finiture delle opere.

In questo paragrafo viene quindi dimensionato il sistema di spinta (platea di varo e muro reggi spinta) in modo da garantire il corretto sviluppo delle fasi di costruzione.

9.1 Azioni e Sollecitazioni

Per la verifica delle strutture di contrasto necessarie per assorbire le azioni delle attrezzature di spinta si individua la seguente configurazione:

Configurazione a)

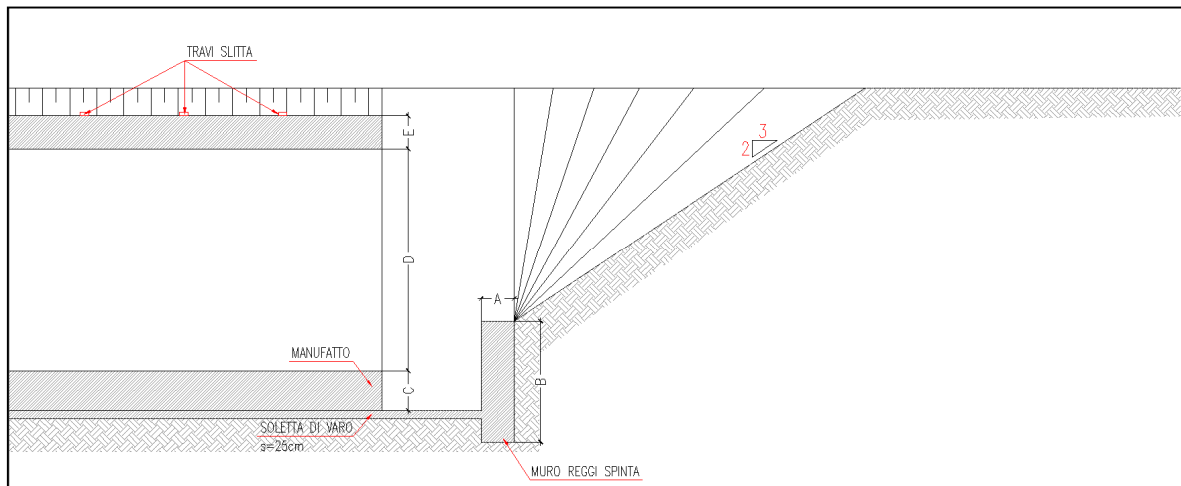


Figura 23 – configurazione "a"

In questa configurazione i martinetti di spinta devono vincere l'attrito tra l'intradosso fondazione e la platea di varo; il coefficiente di attrito di primo distacco può raggiungere valori di poco superiori all'unità: si assume il valore 1.1; non è invece presente alcun attrito del terreno sulle pareti laterali.

In questa configurazione la platea di varo risulta soggetta a prevalenti azioni di sforzo normale di trazione, mentre il muro reggispinga deve assorbire l'azione dei martinetti diminuita dello sforzo presente nella platea di varo. Tale sforzo normale ha valore nullo all'estremità libera ed aumenta gradualmente fino a raggiungere il valore massimo all'attacco col muro reggispinga (sez. A); è generato dalle azioni di attrito con la fondazione del monolite ed è parzialmente limitato dalle azioni di attrito tra la soletta ed il terreno sottostante. Per la valutazioni di queste ultime si considera un coefficiente di attrito pari a 0.46, pari a $2/3 \operatorname{tg} 35^\circ$, essendo 35° l'angolo di attrito del terreno in sito alla quota a cui viene realizzata la soletta di varo.

Lo sforzo S_1 nella sezione di attacco tra il muro reggispinga e la platea di varo viene così valutato:

1. Peso del manufatto (P_M)= per il calcolo del peso del manufatto si considera il peso della soletta di base, della soletta superiore, e dei due piedritti laterali:

$$(17,55 * 1,50 + 17,55 * 1,00 + 2 * 1,20 * 10,32) * 27,00 * 25 = 46334 \text{ kN}$$

2. Peso platea di varo (P_P)=

$$(0,25 * 32,20 * 21,00) * 25 = 4226 \text{ kN}$$

$$S_1 = 46334 * 1,1 - (4226 + 46334) * 0,46 = \mathbf{27710 \text{ kN}}$$

Come già indicato, il muro reggispinga deve assorbire l'azione dei martinetti diminuita dello sforzo presente nella platea di varo. Pertanto, l'azione applicata al muro reggispinga, risulta:

$$S_2 = P_M * 1,1 - S_1 = \mathbf{23257 \text{ kN}}$$

Secondo quanto riportato nei calcoli che seguono, per equilibrare l'azione applicata al muro reggispinga è sufficiente la resistenza passiva del terreno valutata sull'altezza complessiva del muro.

Per la realizzazione del muro reggispinga si effettua uno scavo caratterizzato da una scarpata 2/3 a partire dal piano di imposta del muro stesso; per il terreno di riempimento della sezione di scavo a monte del muro si utilizza un materiale arido per il quale possono assumersi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- peso specifico: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito: $\varphi = 35^\circ$

Il diagramma della spinta passiva a tergo del muro reggispinga viene riportato nella figura che segue; esso si ottiene come intersezione di due diagrammi di spinta passiva relativi alle due seguenti configurazioni limite del terreno:

- configurazione limite 1:

il terreno a monte del muro reggispinga, a partire dalla testa del muro stesso, presenta un'inclinazione sull'orizzontale pari a: $\alpha = \operatorname{arctg}(2/3)$; il coefficiente di spinta passiva corrispondente risulta pari a: $\lambda_{p1} = 17,01$;

- configurazione limite 2:

il terreno a monte del muro reggispinga presenta un'inclinazione sull'orizzontale pari a $\alpha = 0^\circ$ a quota $Q = 126,26 \text{ m}$; il coefficiente di spinta passiva corrispondente risulta pari a: $\lambda_{p2} = \operatorname{tg}^2(\pi/4 + 35/2) = 3,69$.

La spinta passiva risulta:

$$S_p = B * \gamma * (0,5 * H_1^2 * \lambda_{p1} + 0,5 * H_2^2 * \lambda_{p2} + H_1 * H_2 * \lambda_{p1}) =$$

$$= 19,92 * 19 * (0,5 * 1,31^2 * 17,01 + 0,5 * 2,69^2 * 3,69 + 1,31 * 2,69 * 17,01) = 33263 \text{ kN}$$

L'azione applicata al muro reggispinta (S_2) risulta inferiore alla spinta passiva del terreno (S_P):

$$S_2 = 23257 \text{ kN} < S_P = 33263 \text{ kN}, \quad \text{da cui} \rightarrow \quad S_P / S_2 \approx 1,43$$

Si nota inoltre che la quota della risultante delle spinte passive è pressoché coincidente con la quota della risultante della spinta dei martinetti e dell'azione resistente della platea di varo.

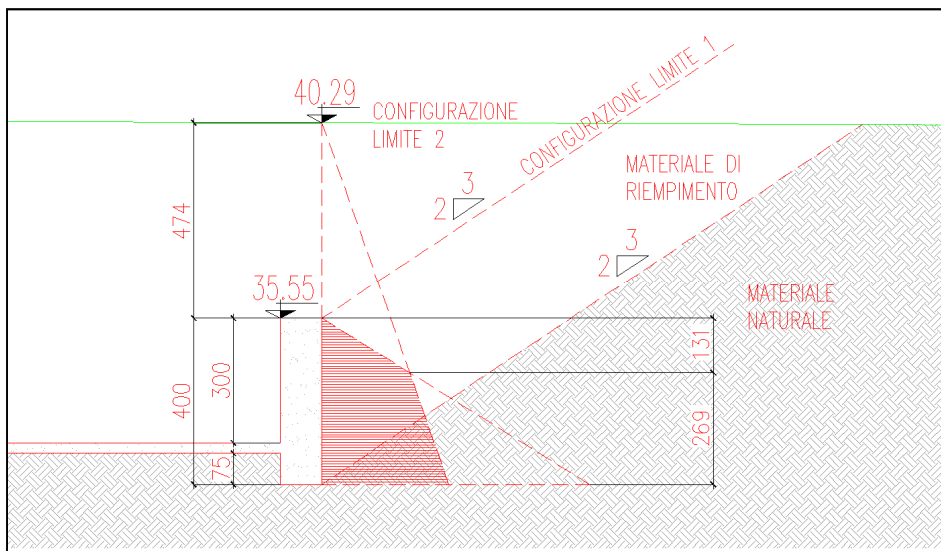


Figura 24 – muro reggi spinta

Per il calcolo dell'armatura verticale del muro reggispinta si considera un modello a mensola incastrata in corrispondenza della sezione di attacco con la platea, soggetta al diagramma di spinta passiva definito in precedenza:

Secondo tali impostazioni nella sezione di incastro, si hanno le seguenti sollecitazioni per unità di lunghezza:

$$T_A = \gamma * (0,5 * H_1^2 * \lambda_{p1} + 0,5 * H_2^2 * \lambda_{p2} + H_1 * H_2 * \lambda_{p1}) =$$

$$= 19 * (0,5 * 1,31^2 * 17,01 + 0,5 * 2,69^2 * 3,69 + 1,31 * 2,69 * 17,01) = 1670 \text{ kN/m}$$

$$M_A = \gamma * (0,5 * H_1^3 * \lambda_{p1} / 3 + 0,5 * H_2^3 * \lambda_{p2} / 3 + H_1^2 * H_2 * \lambda_{p1} / 2) =$$

$$= 19 * (0,5 * 1,31^3 * 17,01 / 3 + 0,5 * 2,69^3 * 3,69 / 3 + 1,31 * 2,69 * 17,01 / 2) = 918 \text{ kNm/m}$$

9.2 Verifiche a SLU e SLE

9.2.1 Verifica Platea di varo

Per la platea di varo, essendo soggetta ad uno sforzo di trazione (S_1), si verificano soltanto le armature e si trascura la presenza del calcestruzzo.

E' prevista un'armatura simmetrica all'intradosso e all'estradosso della platea, pari a $1\phi 24/20$; l'area di armatura totale sarà:

$$A_s = 2 * 105 * 4,52 = 950 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = 36023 * 10^3 / 95000 = 379 \text{ MPa}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta in quanto $\sigma_s < f_{yd} = 391 \text{ MPa}$.

9.2.2 Verifica Muro reggi spinta

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente le strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0,20 \text{ mm}$$

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$$

b.2) 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 $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Essendo la struttura soggetta a soli carichi permanenti, verrà verificata nella sola combinazione SLS-QP in quanto più sfavorevole.

Le sollecitazioni per la sezione sono:

COMB	M (kNm)	T (kN)
SLU	1193	2171
QP	918	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 22$ passo 10 cm a 6,8 cm da intradosso sezione (compressa)

$\phi 22$ passo 10 cm a 6,8 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe $\phi 14$ passo 20 cm longitudinale a 4 braccia

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
Yneuro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X, Y, O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	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	119300	-14	138223	1.159	94.6	132682	0.06	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	0.00350	-0.02422	100.0	0.00091	96.0	-0.05860	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	61.1	100.0	0.0	75.8	-2711	96.0	19.4	1940	38.0	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	42.7	-42.7	-26.1	0.202	0.50	0.001032	169	0.296

Elementi che non richiedono armatura a taglio

f_{ck} =	32	Mpa	
d =	850	mm	altezza utile
A_{sl} =	3799.4	mm ²	armatura longitudinale tesa
b_w =	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
A_c =	850000	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 =	1.4851	≤	2
ρ_1 =	0.004469882	≤	0.02
σ_{cp} =	0.0000	<	3.6267
v_{min} =	0.3583		
$V_{Rd,c}$ =	367.70	kN	formula estesa
$V_{Rd,c}$ =	304.57	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
σ_{cp} =	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
α =	90	°	1.57 radianti
θ =	21.8	°	0.38 radianti
b_w =	1000	mm	larghezza minima della sezione
d =	850	mm	altezza utile

$z =$	765	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	615.44	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	
$V_{Rd,s} =$	2303.05	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2502.57	kN	resistenza lato calcestruzzo
1.204	\leq	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

10 ANALISI DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO IN DIAFRAMMI

10.1 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.

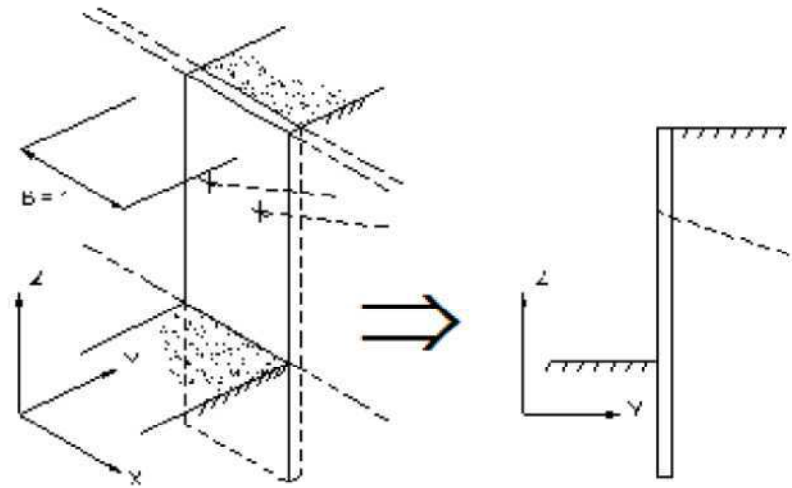


Figura 25 – schema analizzato

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:

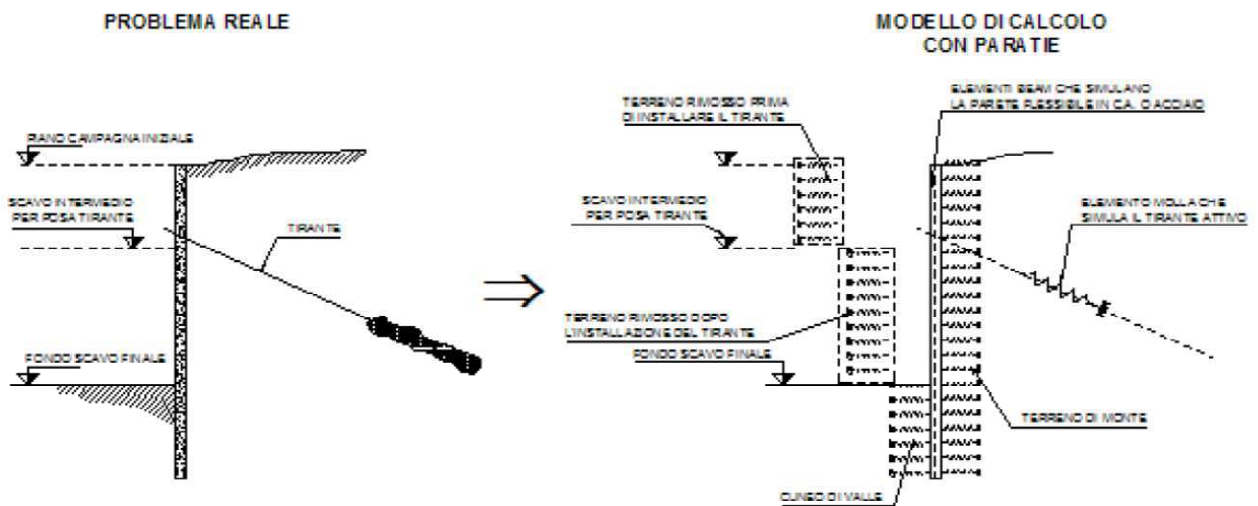


Figura 26 – modello in paratie

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:

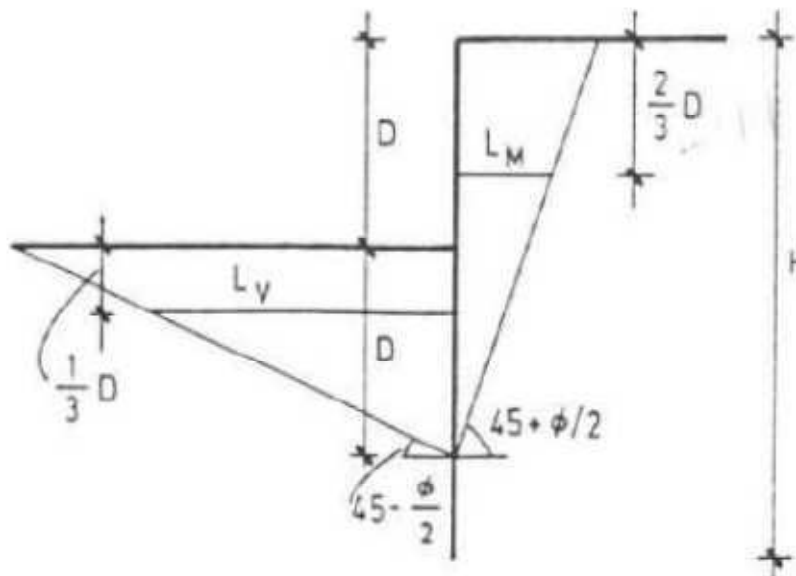


Figura 27 – definizione LM e LV

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.

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 rigidezza globale 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.

10.2 Criteri di verifica

10.2.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

10.2.1.1 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.

10.2.1.2 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

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ 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 membrature 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 $0,50 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

10.2.1.3 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 $\sigma_s < 0,80 f_{yk}$.

10.2.2 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 = $n \cdot A \cdot S_{s,es}$
- T_e = tiro di esercizio ammissibile = $b \cdot T_{nom} = n \cdot b \cdot A \cdot S_{s,es}$
- T_0 = $T_b(1-p\%)$ = tiro iniziale di calcolo a $\cdot T_e$
- T_{max} = tiro massimo di calcolo $> T_0$
- T_c = tiro di collaudo = $c \cdot T_{max}$

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)
- $T_{nom} = n \cdot 18,57 \text{ ton}$
- $T_e = n \cdot 16,71 \text{ ton}$ (da ridurre cautelativamente a $n \cdot 15,0 \text{ ton}$)
- $T_0 = n \cdot 15,0 \cdot 0,8 = n \cdot 12,0 \text{ ton}$
- $T_b = n \cdot 15,0 \cdot 0,8 / (1 - 0,07) = n \cdot 15,0 \cdot 0,86 = n \cdot 12,9 \text{ ton}$

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 = numero trefoli

A = 139 mm² (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 Rad. Deve quindi risultare:

$$R_{pd} > R_{ad1} > P_d$$

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} = resistenza a sfilamento della fondazione, pari al minimo tra:

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

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

τ_1 = assunto pari a 150 kPa per $\beta < 10^\circ$ e $z < 10$ m

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

D₁ = $\alpha \cdot D_p$ con $\alpha = 1,7$ e D_p diametro di perforazione pari a 180 mm (per tutti i tiranti)

D₂ = $\beta \cdot \phi$

ϕ = diametro di un trefolo = 15.2mm

β = coefficiente funzione del numero di trefoli del tirante

D₂ = 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

10.3 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:

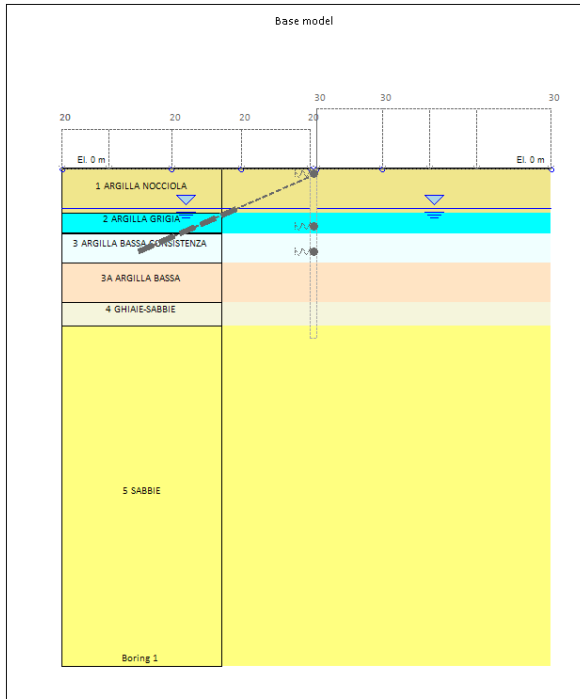
- Formazione delle corree di guida, realizzazione delle paratie (compresa trave di coronamento)
- Scavi successivi per le opportune tirantature e per la realizzazione del tampone di fondo;
- Scavo finale fino alla quota di imposta del solettone di fondo;
- Posa dell'impermeabilizzazione sul fondo scavo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

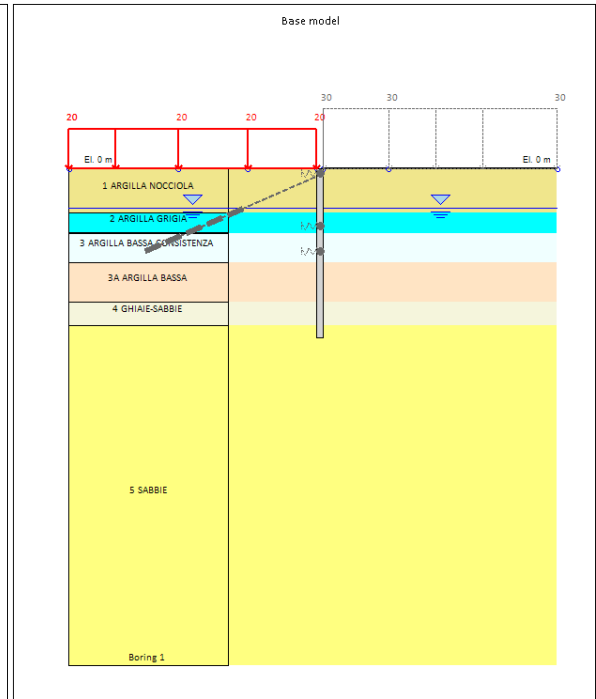
- Perforazione secondo la geometria di progetto;
- Posa in opera del tirante, dotato di distanziatori a canne per la successiva iniezione del bulbo di ancoraggio;
- Iniezione della miscela cementizia per la formazione del bulbo di ancoraggio, della lunghezza prevista in progetto;
- Iniezione di cementazione 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 ogni sezione di verifica, per la valutazione dell'interazione terreno-struttura.

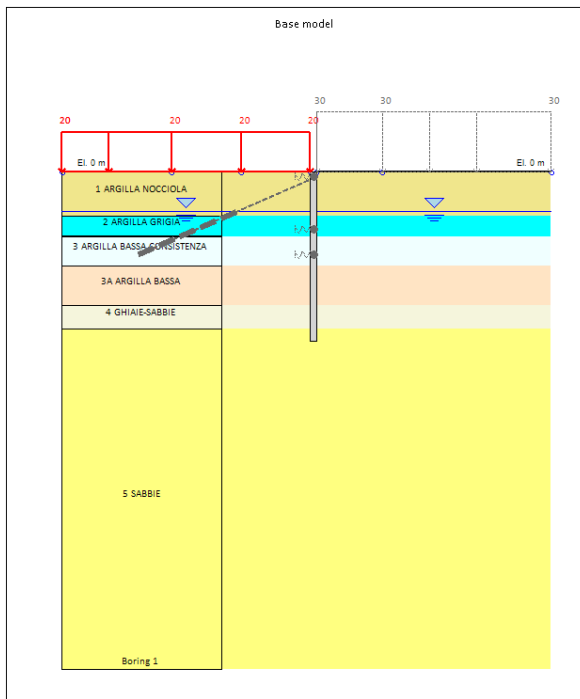
MODELLO SEZIONE TIPO 1 (H=17m con tiranti)



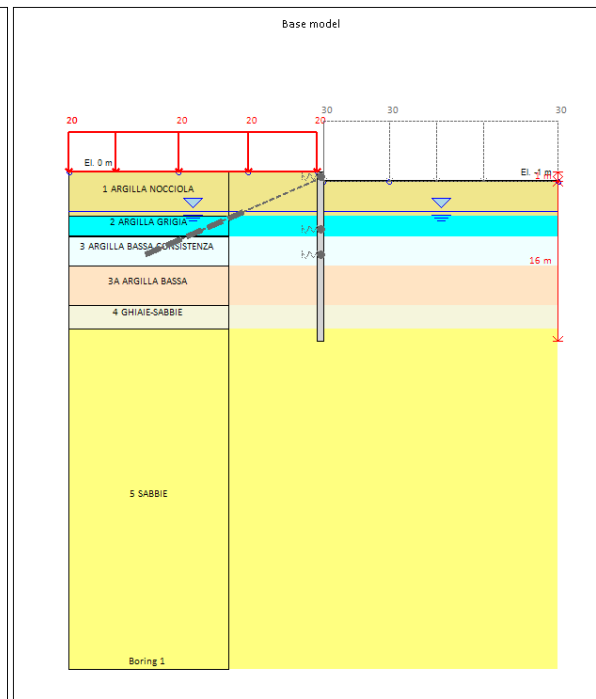
Società: My Company	DS-0, Fase 0	CeAS srl and Deep Excavation LCC
Progettista: Engineer		Paratie Plus 2011 - DeepXcar 2011
/STO_INER/SCATOLARI A SPINTA ST05/MODELLI ST05 diaframmi 17m DEEP		9/17/2013



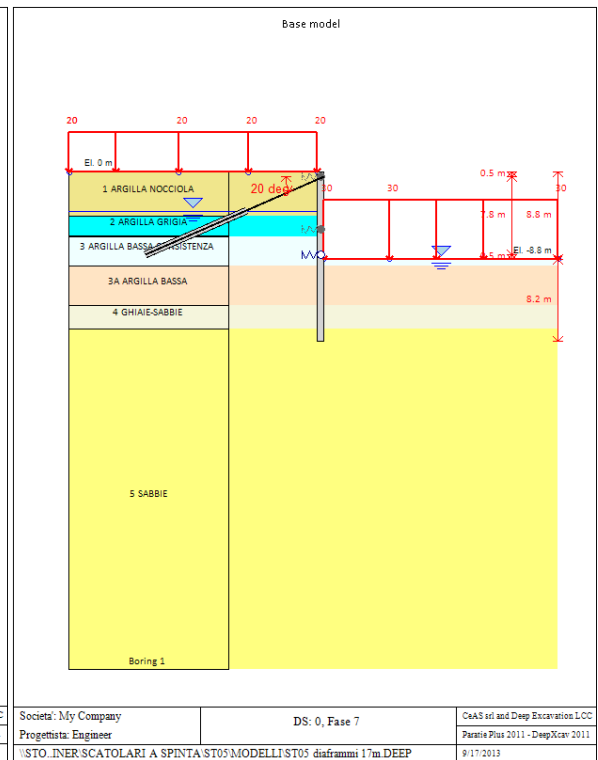
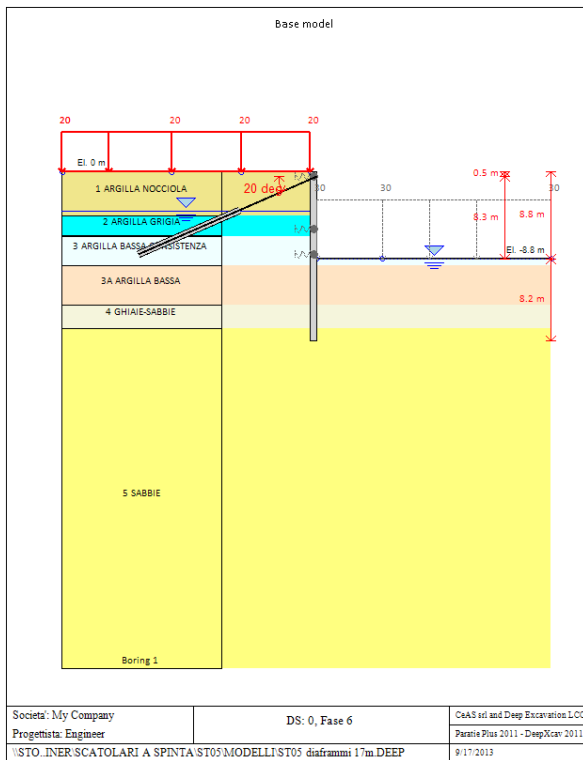
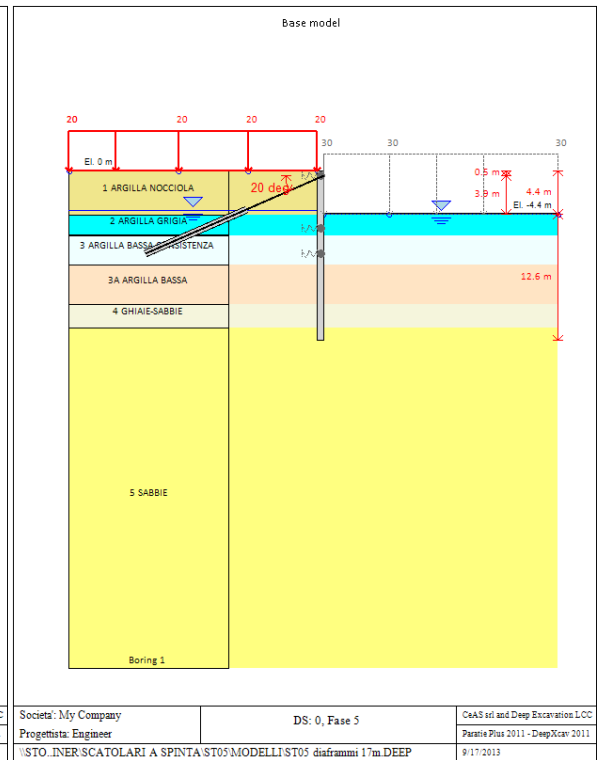
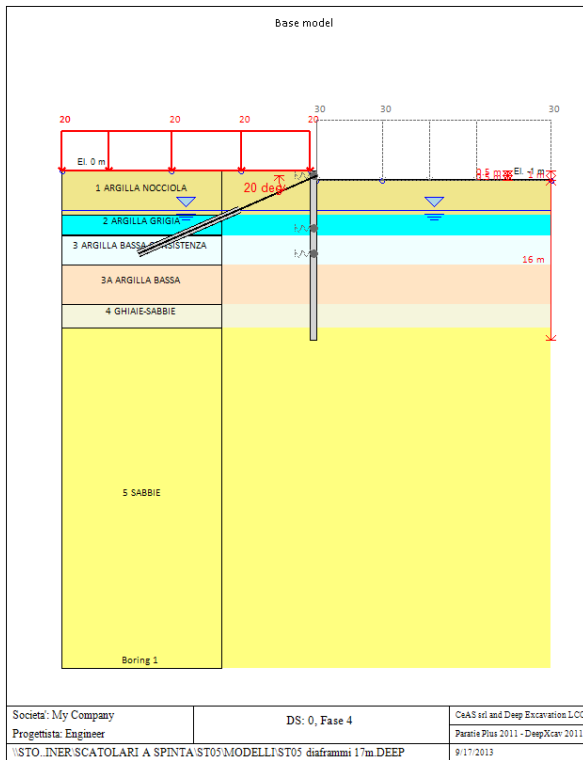
Società: My Company	DS-0, Fase 1	CeAS srl and Deep Excavation LCC
Progettista: Engineer		Paratie Plus 2011 - DeepXcar 2011
/STO_INER/SCATOLARI A SPINTA ST05/MODELLI ST05 diaframmi 17m DEEP		9/17/2013

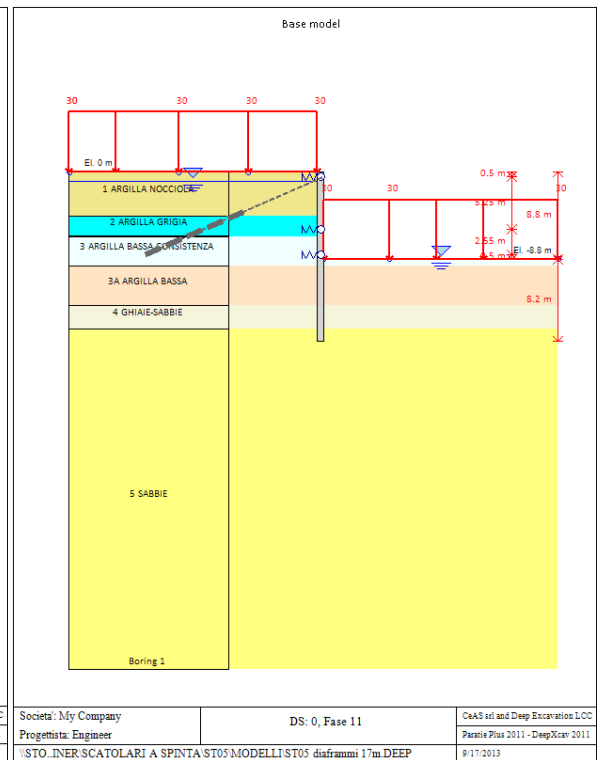
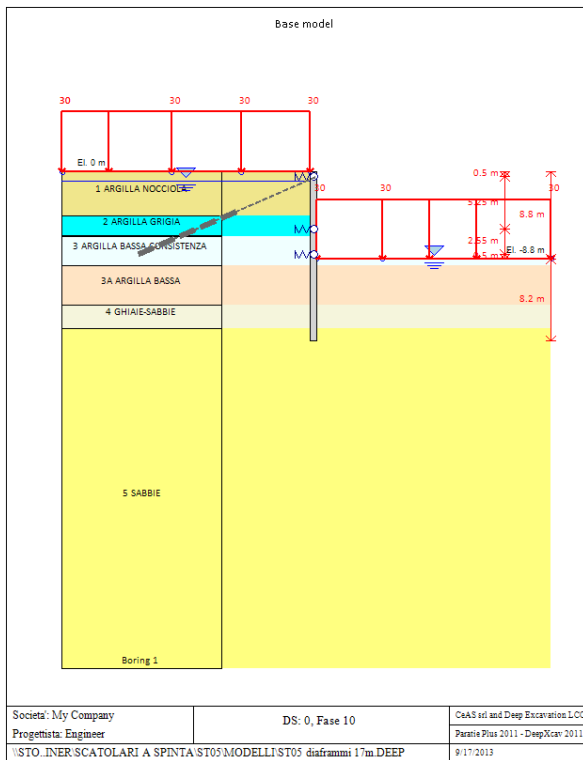
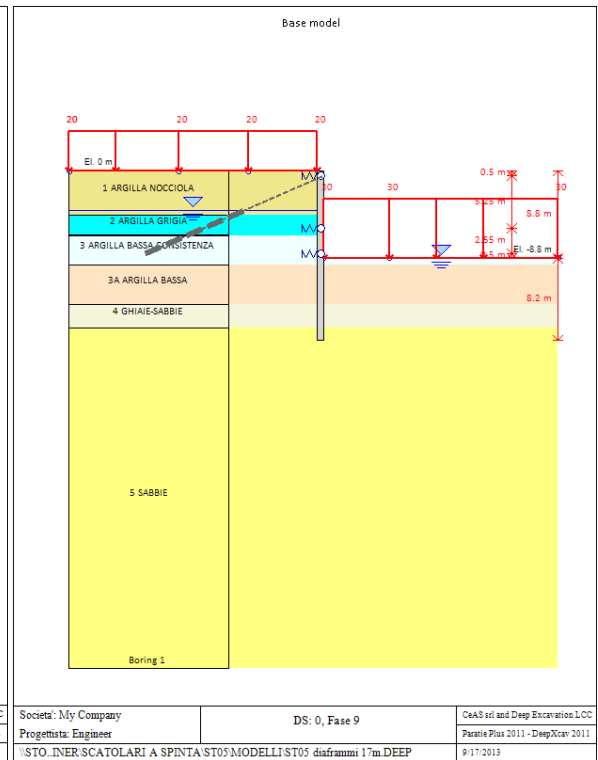
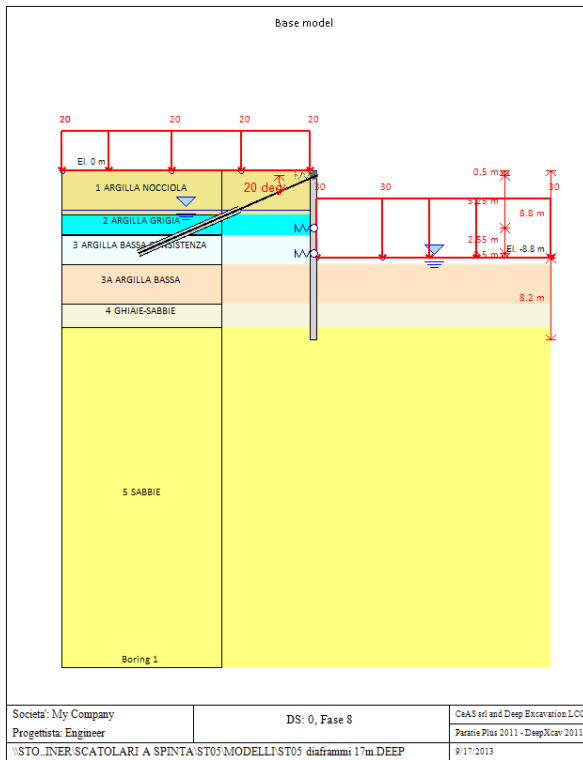


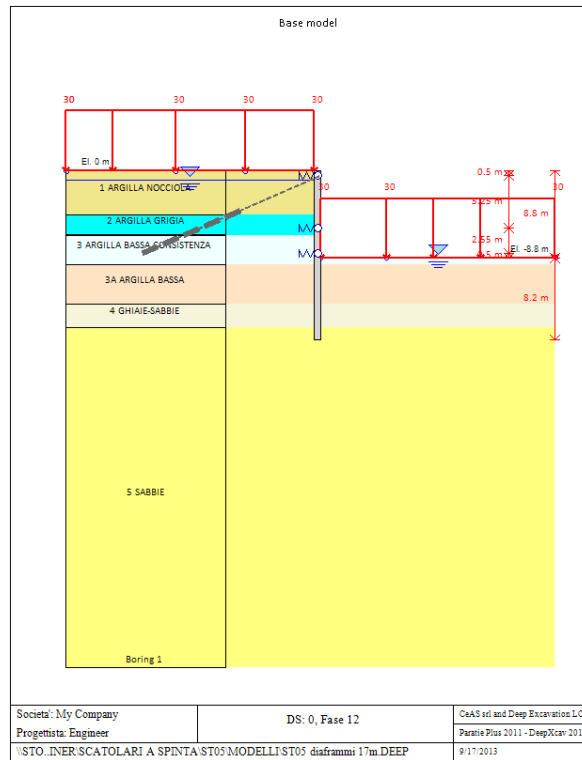
Società: My Company	DS-0, Fase 2	CeAS srl and Deep Excavation LCC
Progettista: Engineer		Paratie Plus 2011 - DeepXcar 2011
/STO_INER/SCATOLARI A SPINTA ST05/MODELLI ST05 diaframmi 17m DEEP		9/17/2013



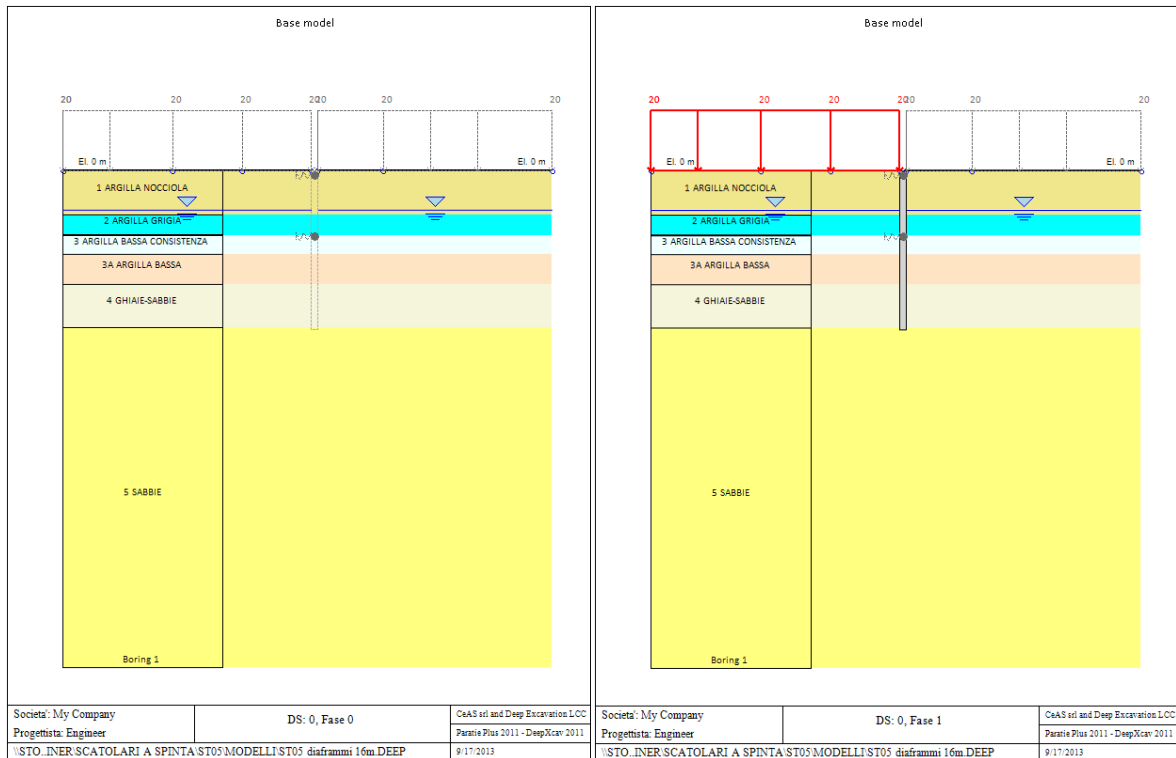
Società: My Company	DS-0, Fase 3	CeAS srl and Deep Excavation LCC
Progettista: Engineer		Paratie Plus 2011 - DeepXcar 2011
/STO_INER/SCATOLARI A SPINTA ST05/MODELLI ST05 diaframmi 17m DEEP		9/17/2013

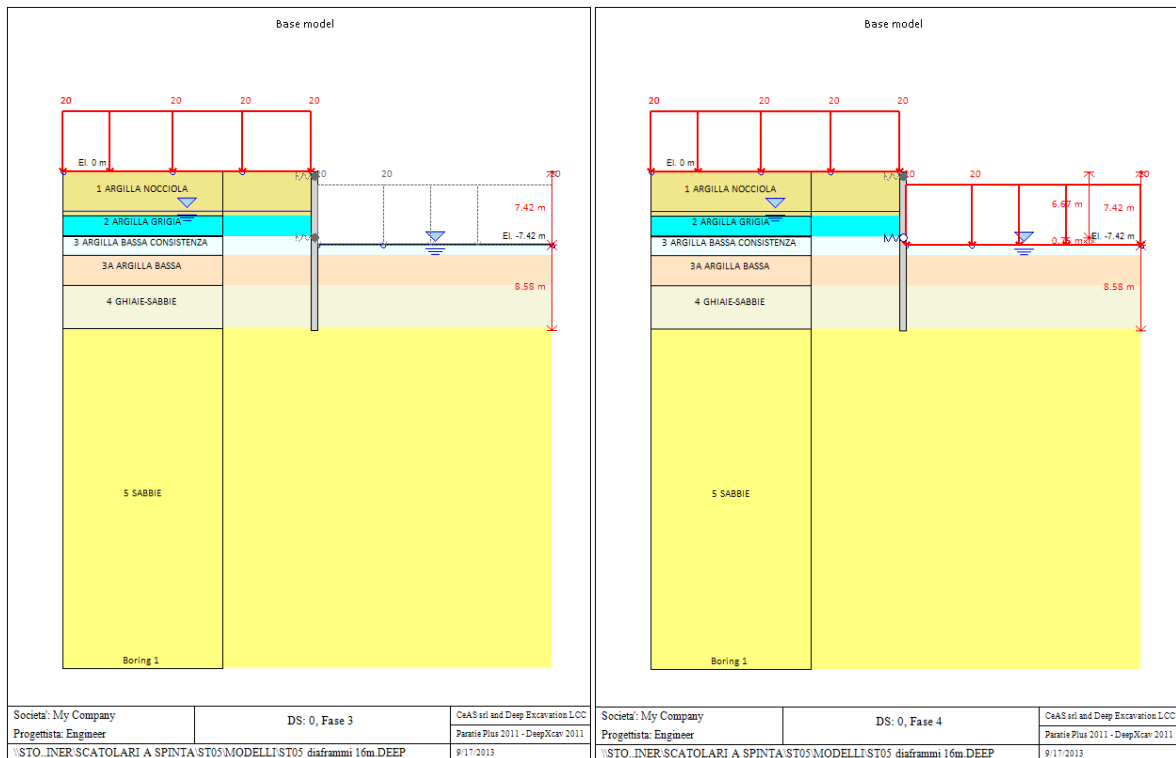
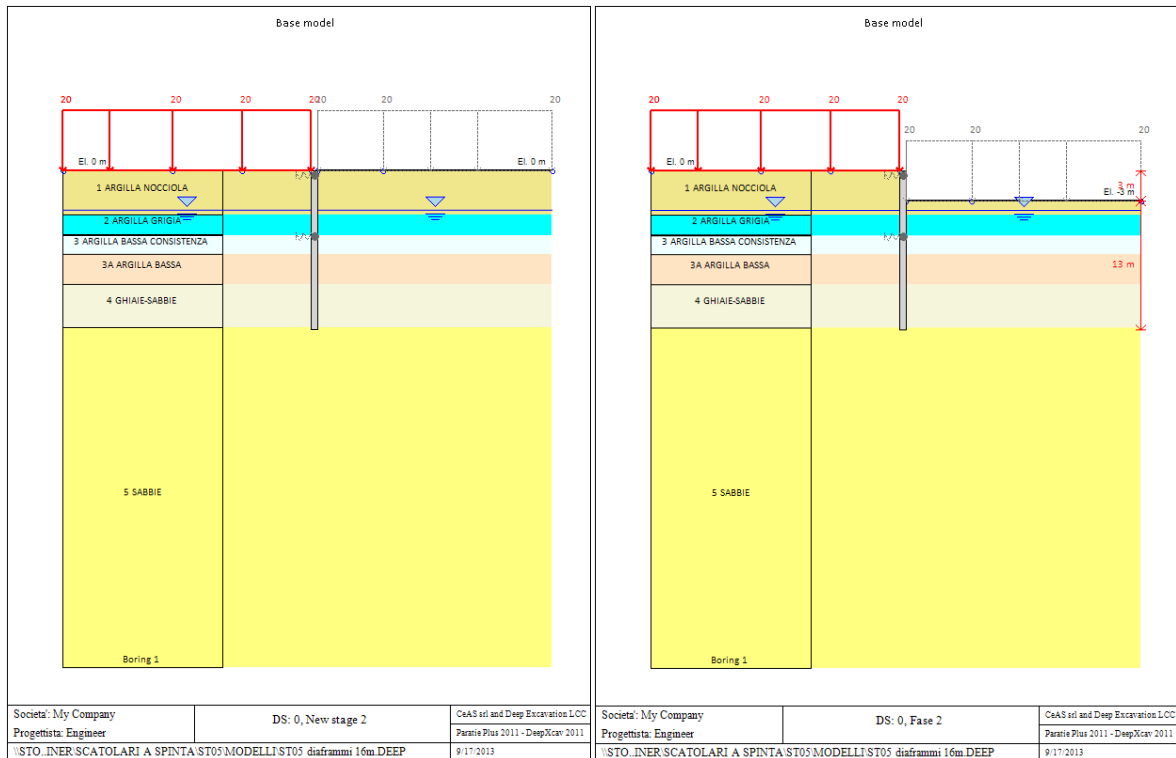


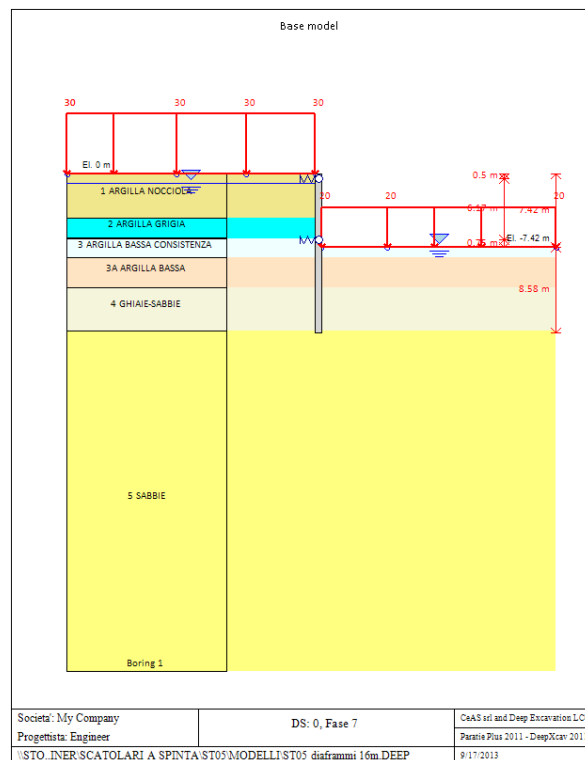
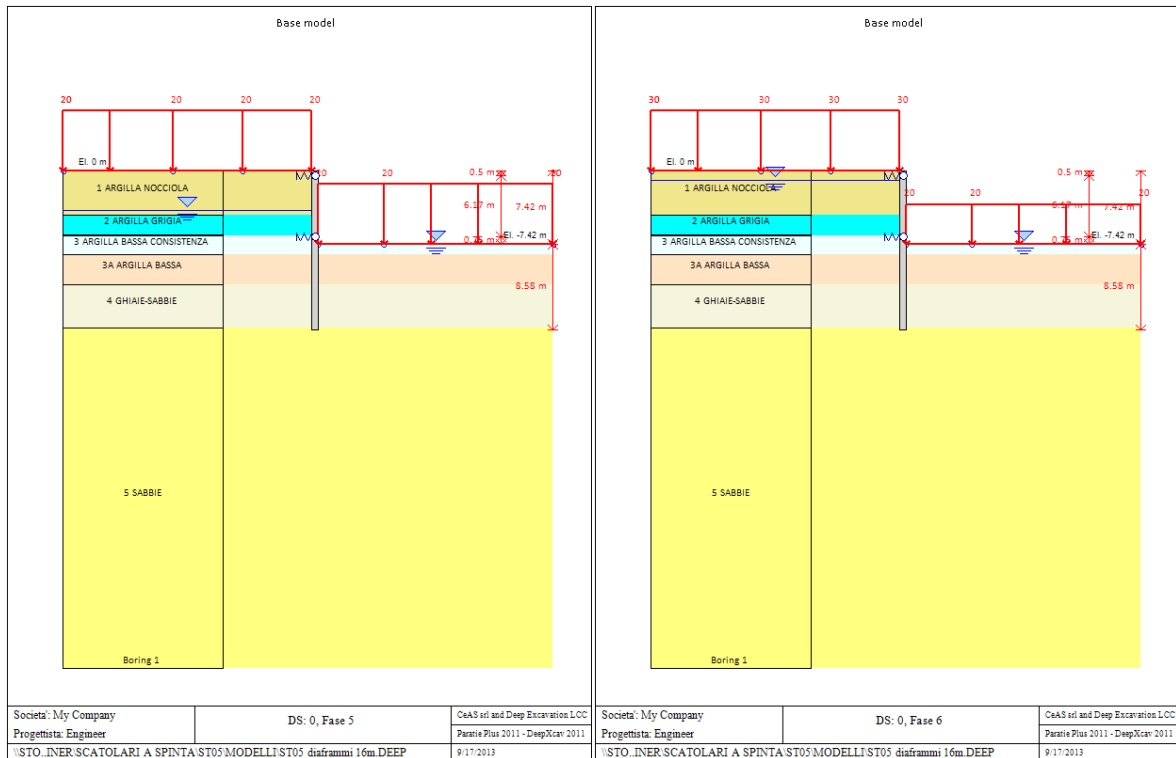




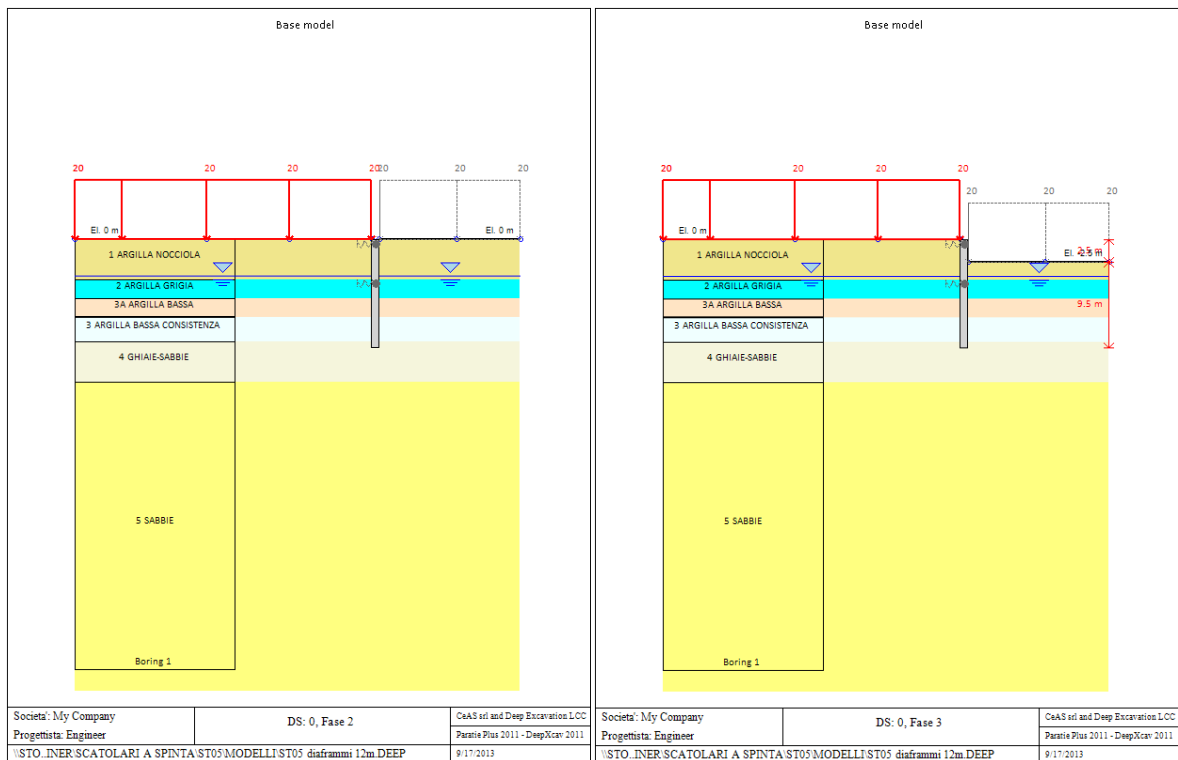
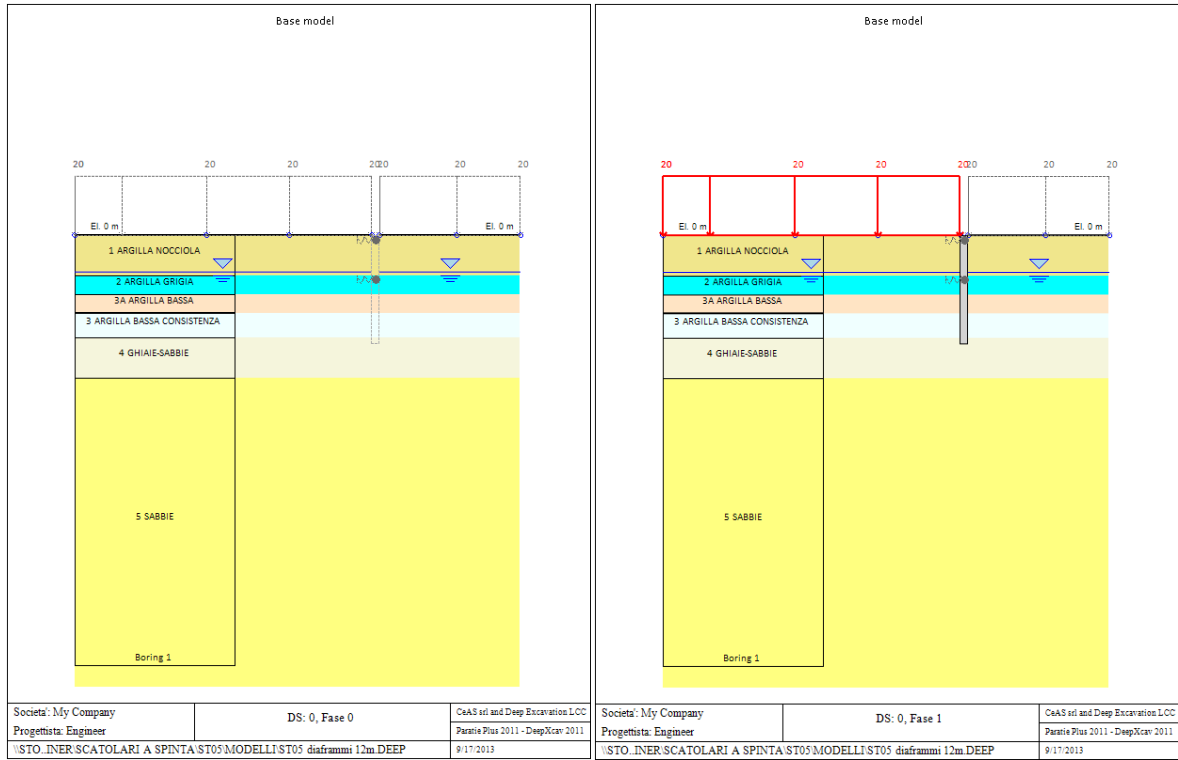
MODELLO SEZIONE TIPO 2 (H=16m senza tiranti)

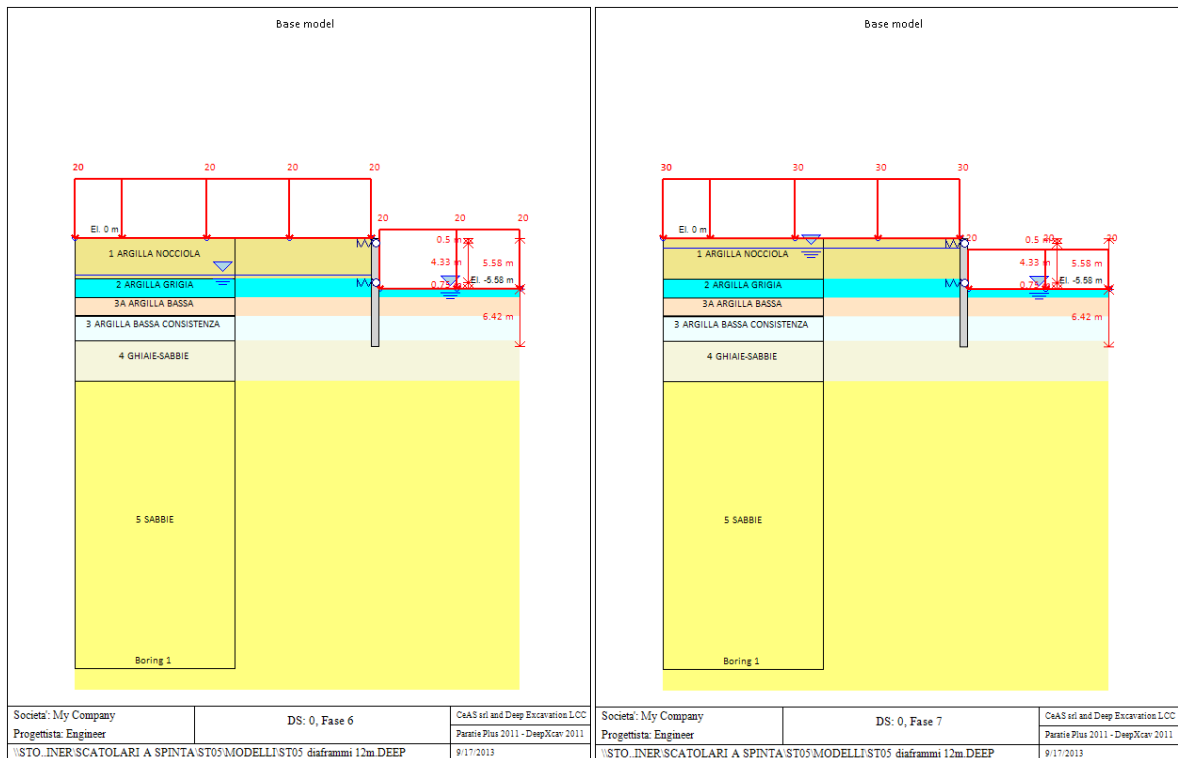
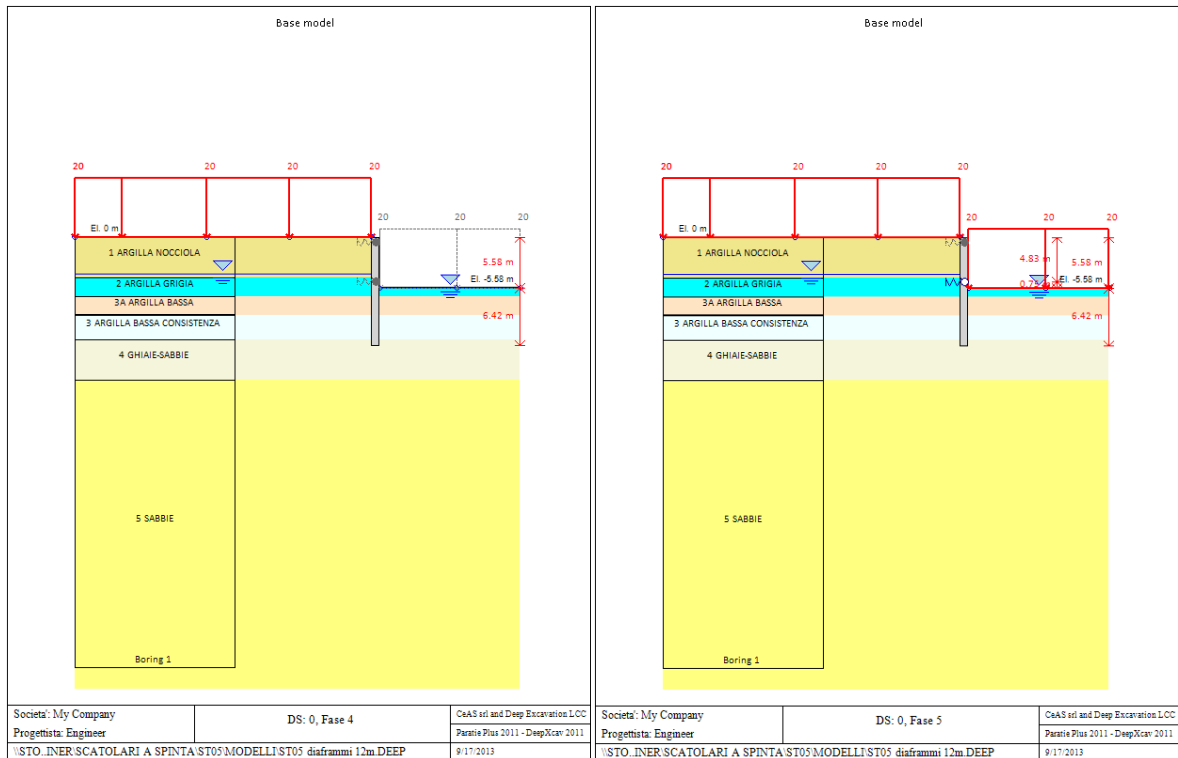


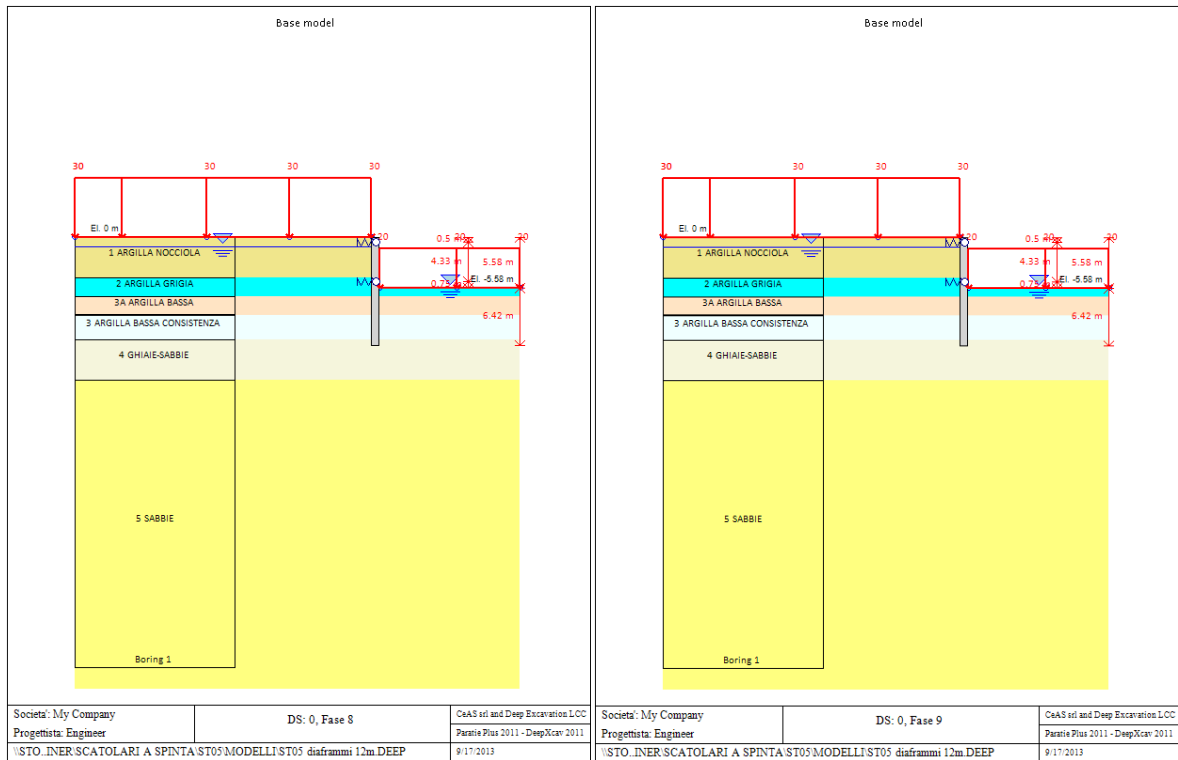




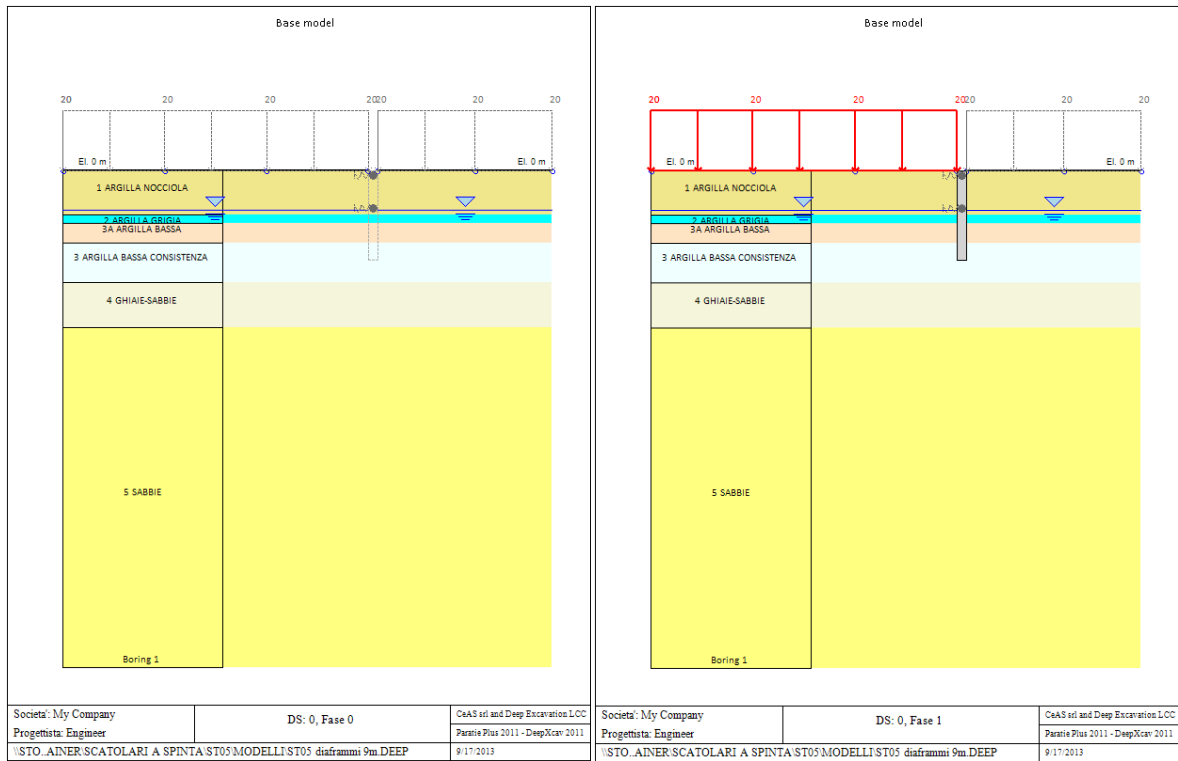
MODELLO SEZIONE TIPO 3 (H=12m senza tiranti)

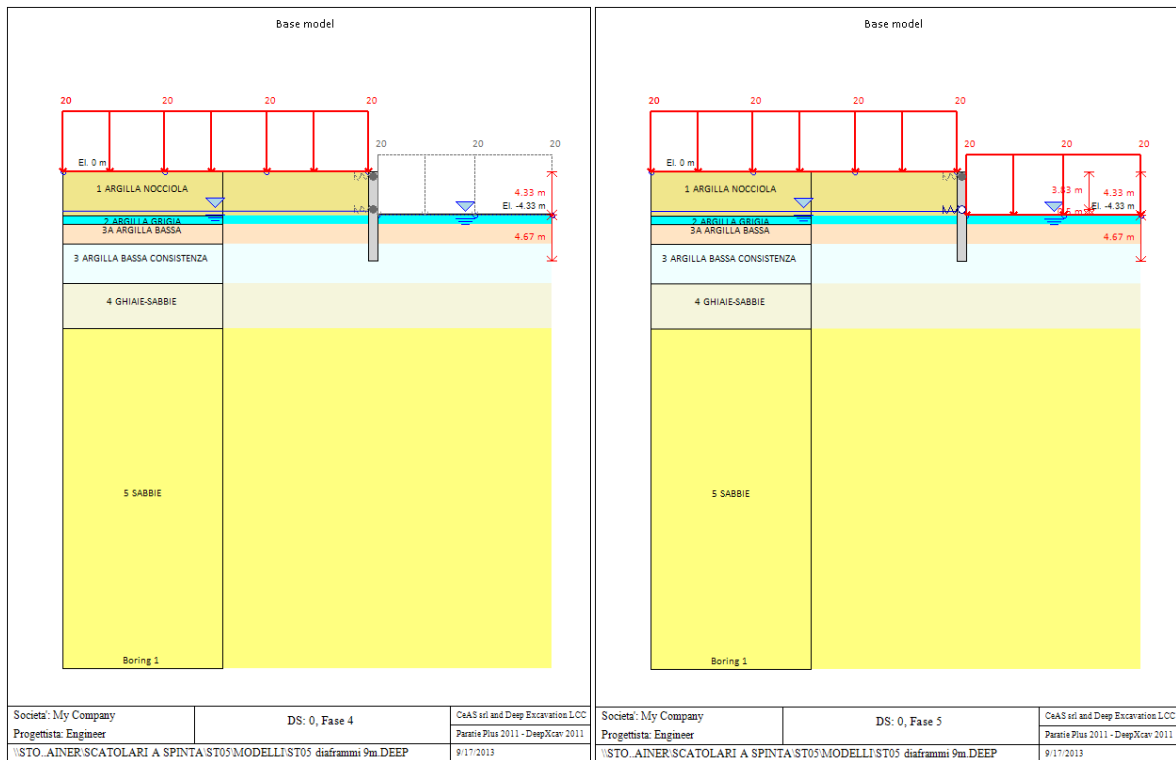
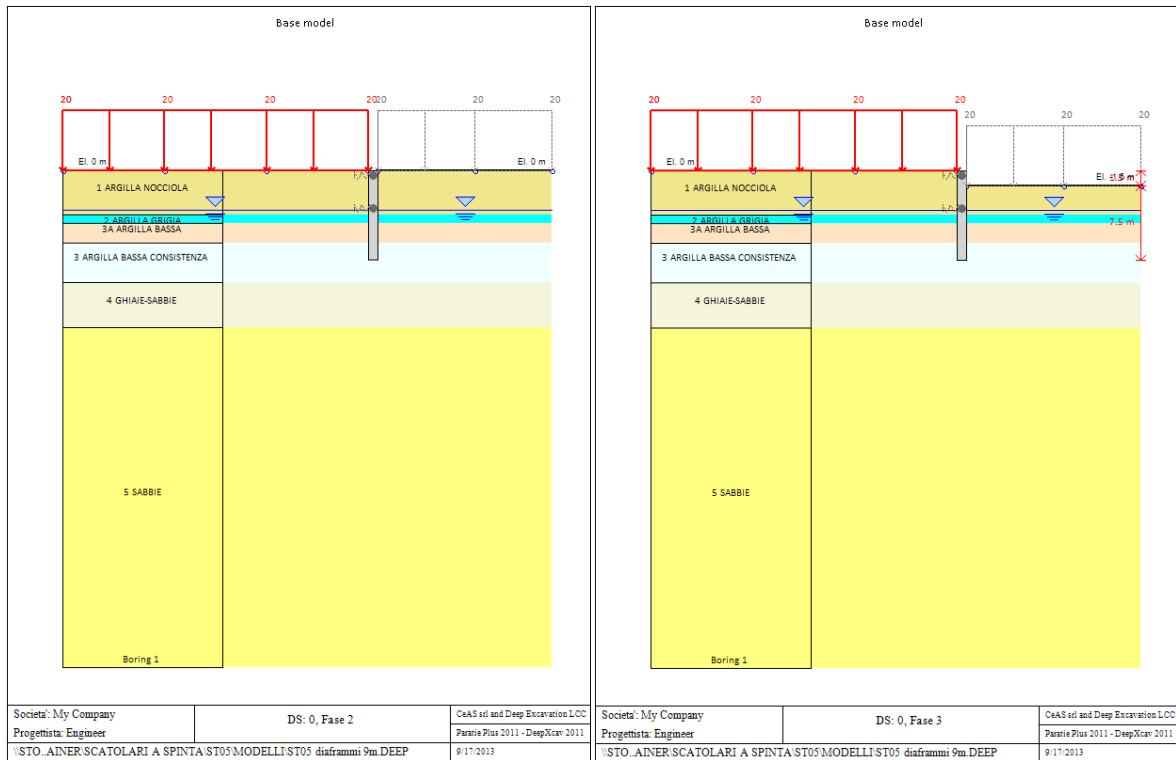


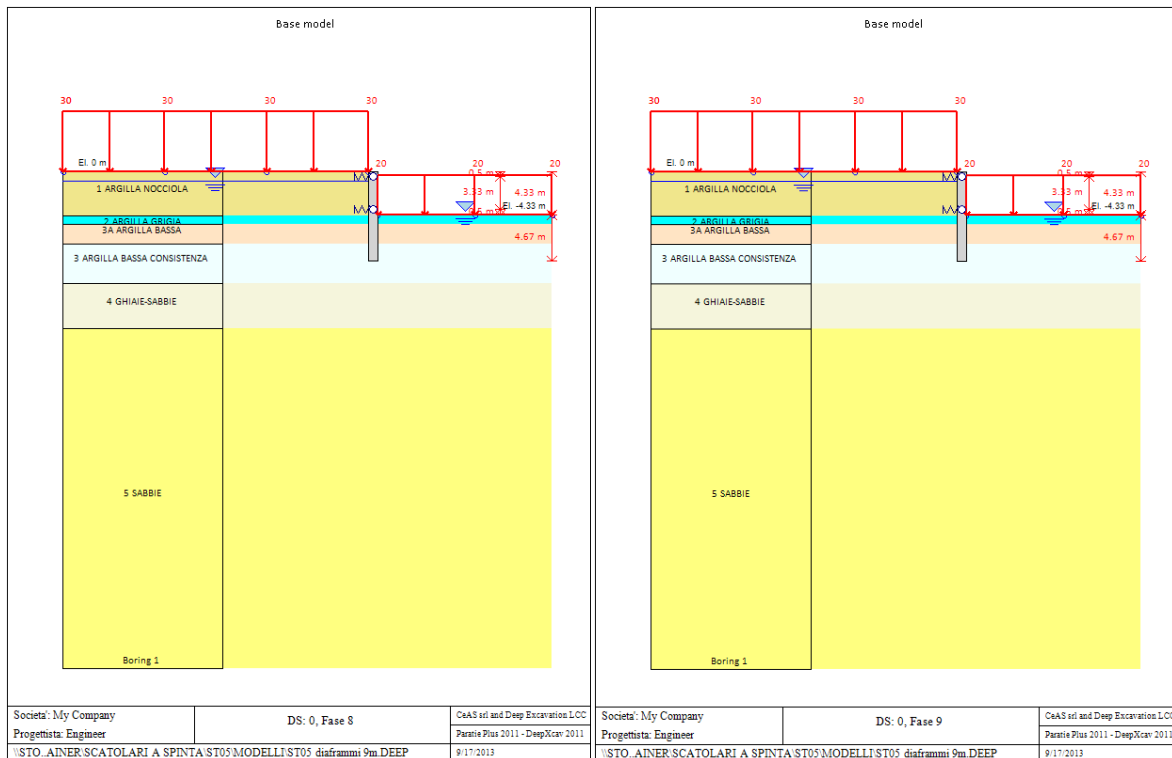
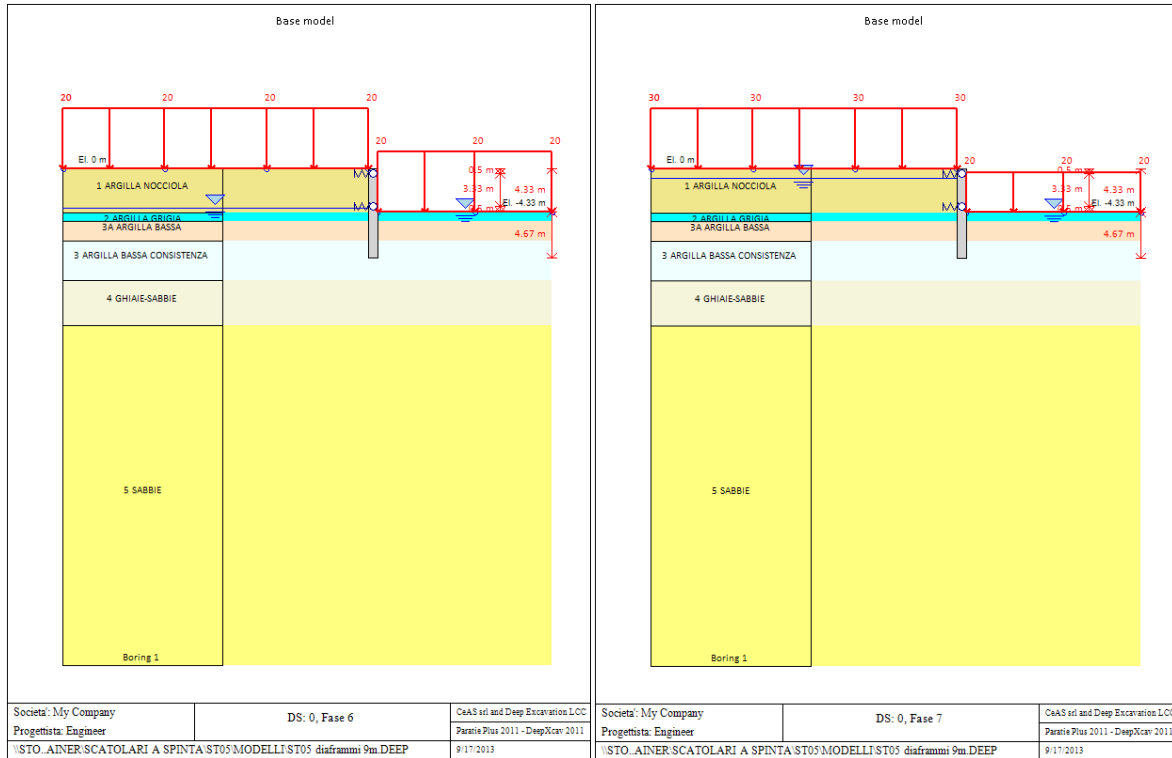




MODELLO SEZIONE TIPO 4 (H=9m senza tiranti)



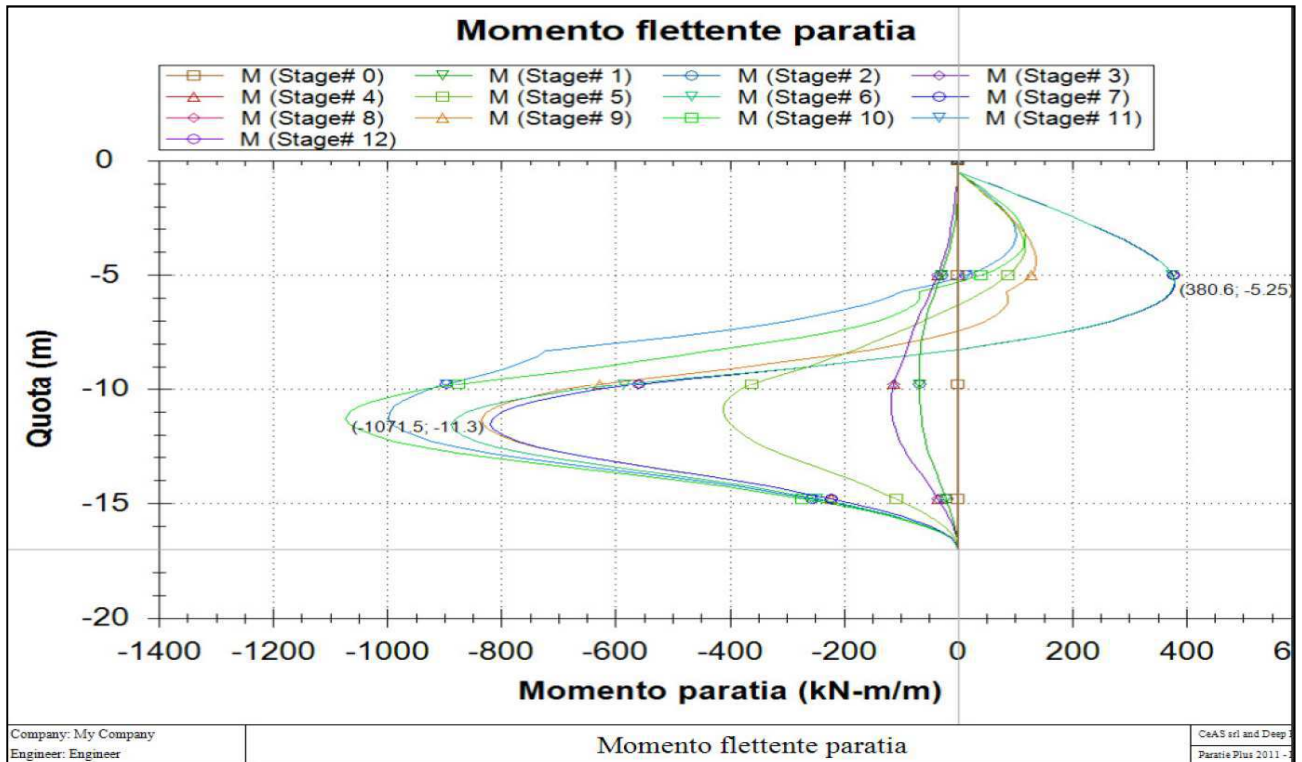


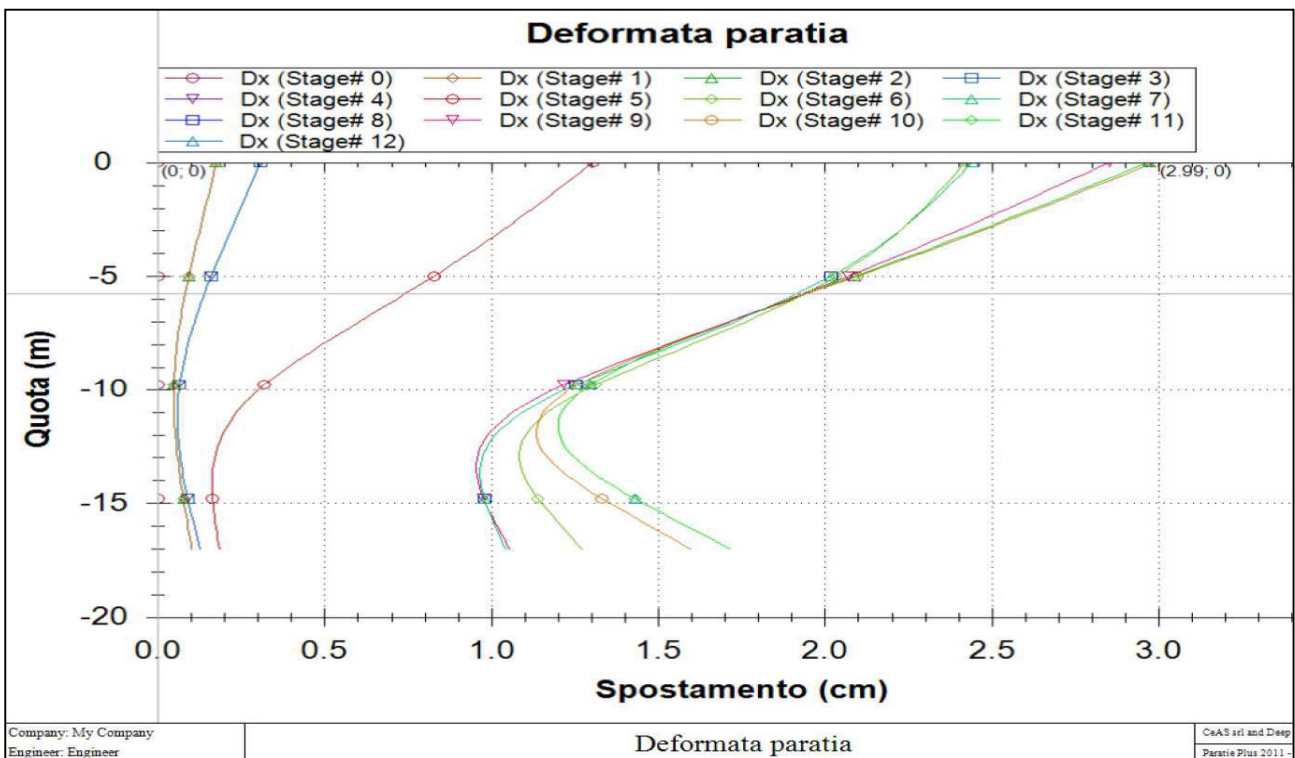
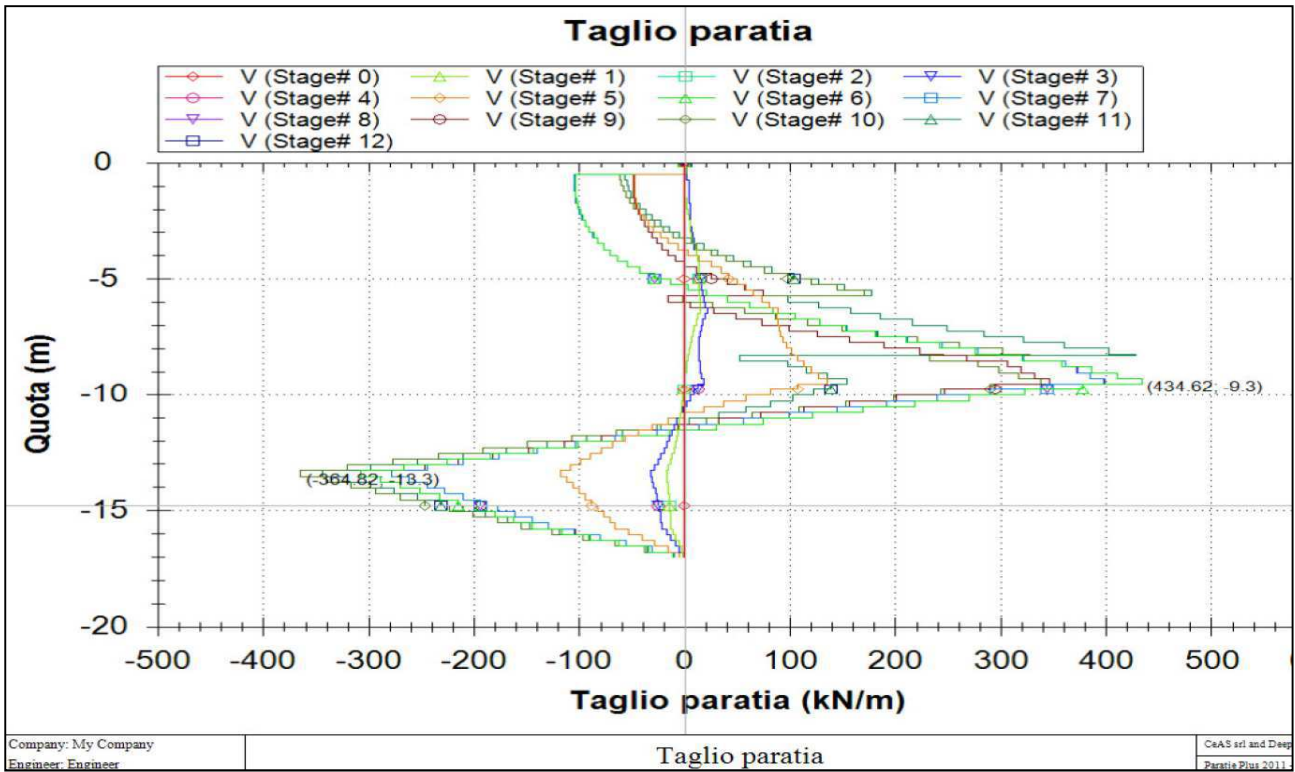


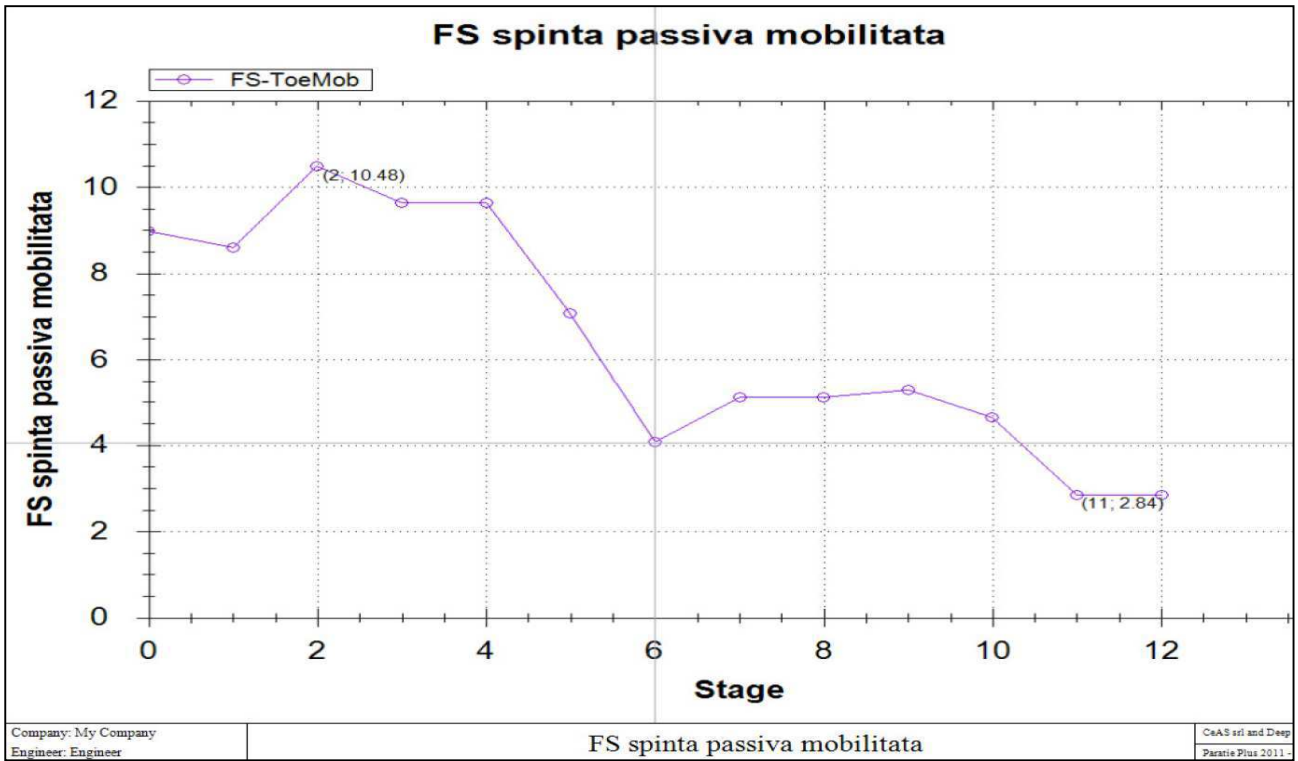
10.4 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

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

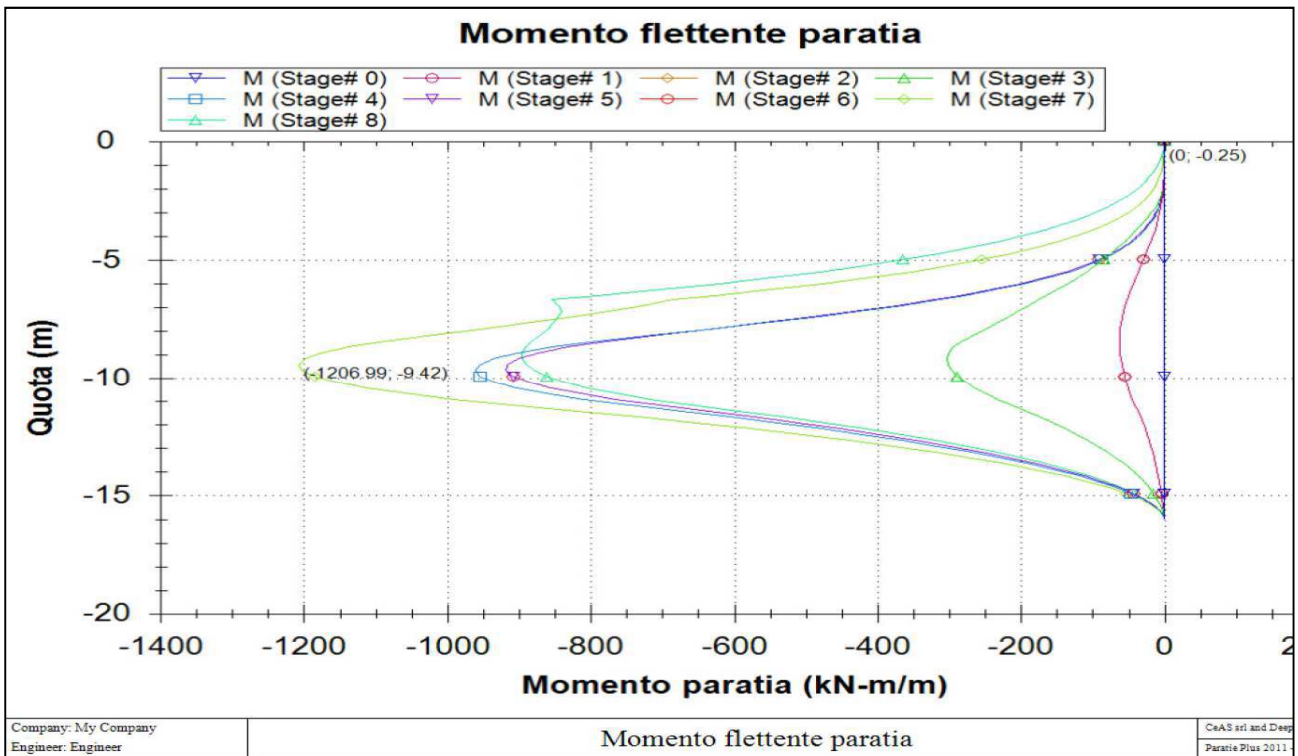
MODELLO SEZIONE TIPO 1

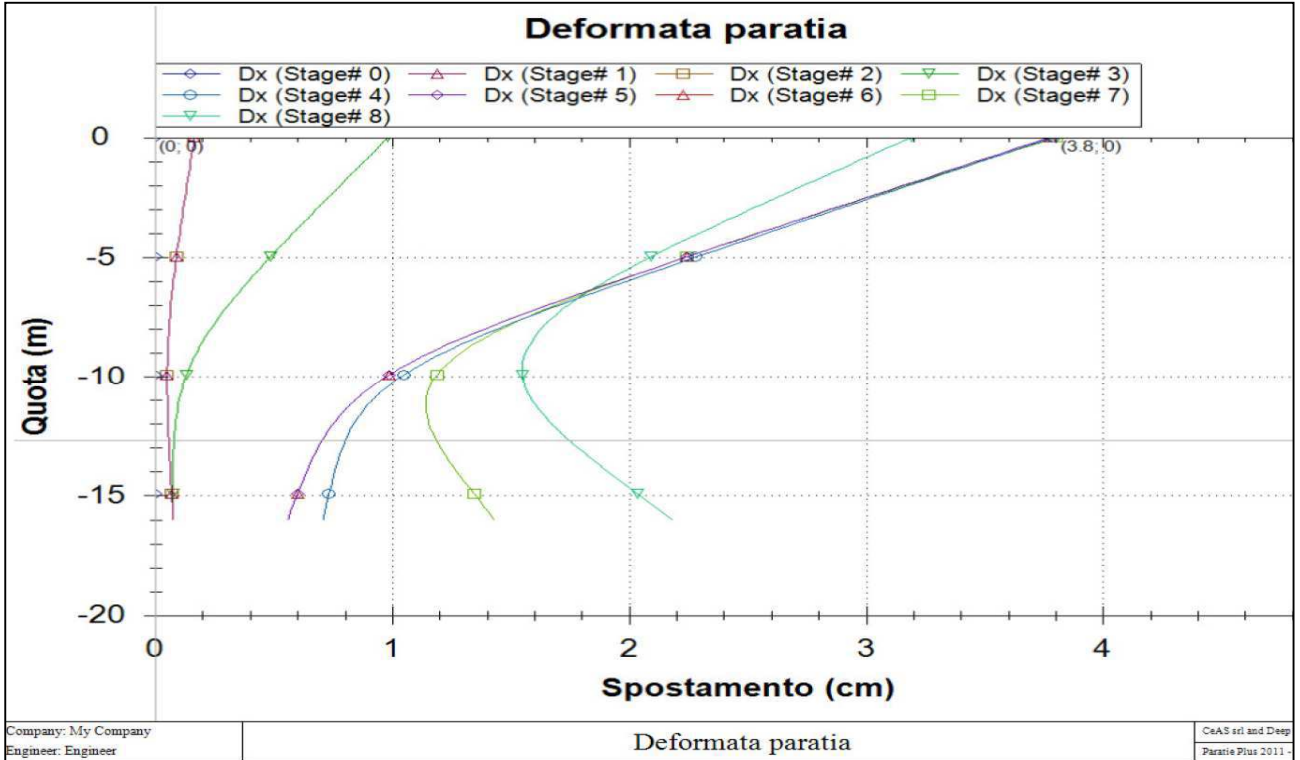
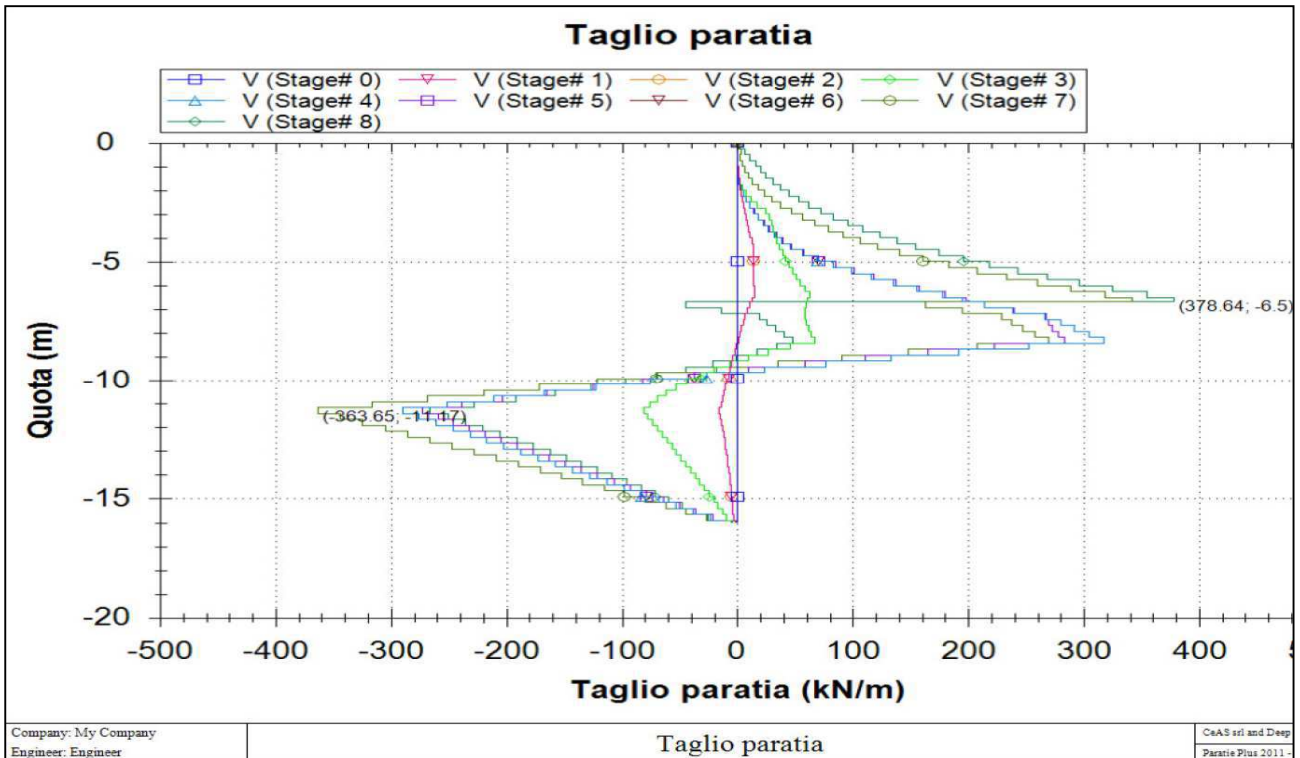


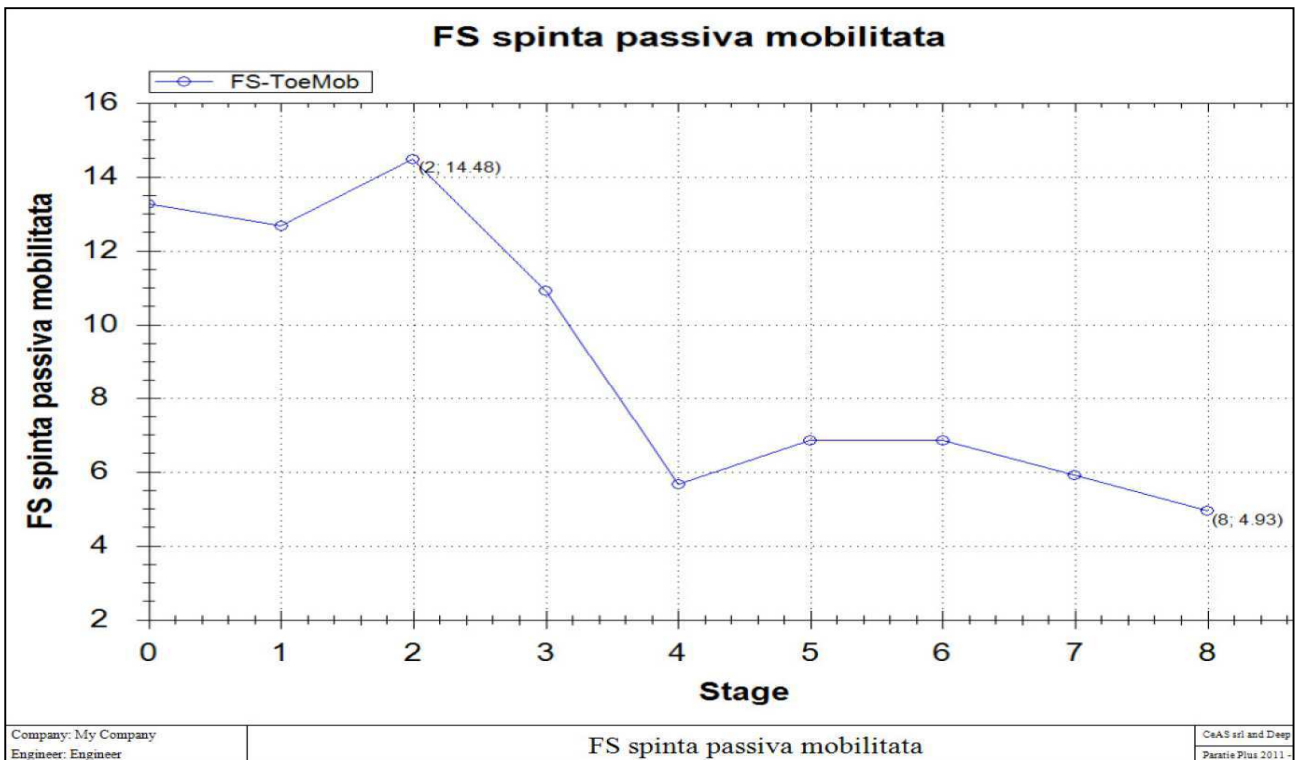




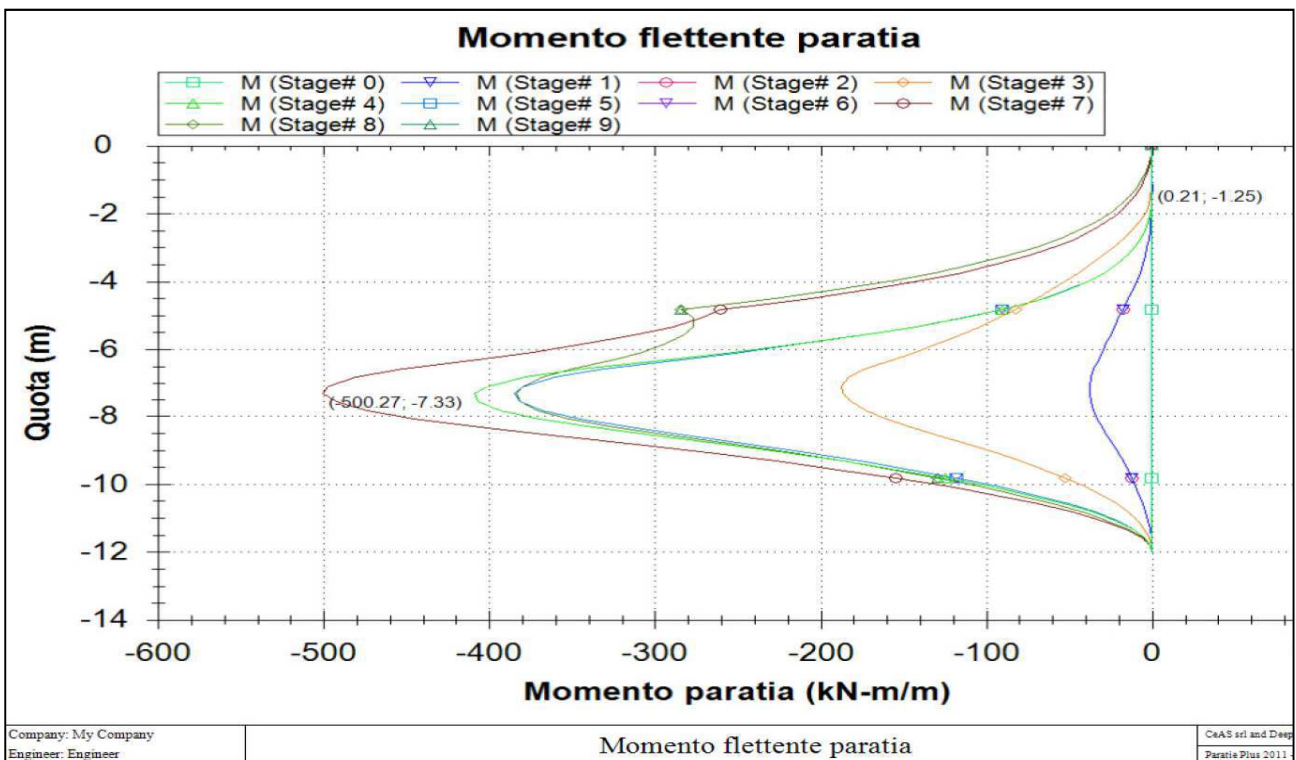
MODELLO SEZIONE TIPO 2

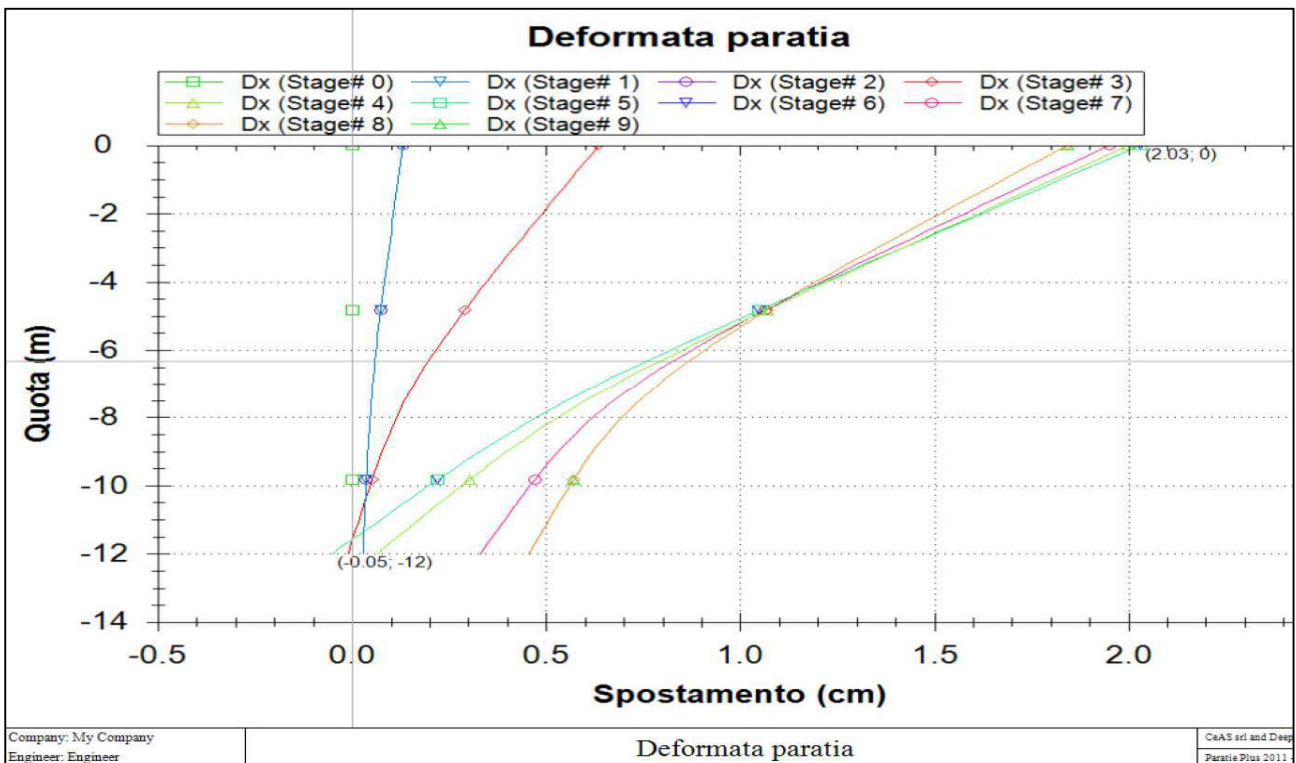
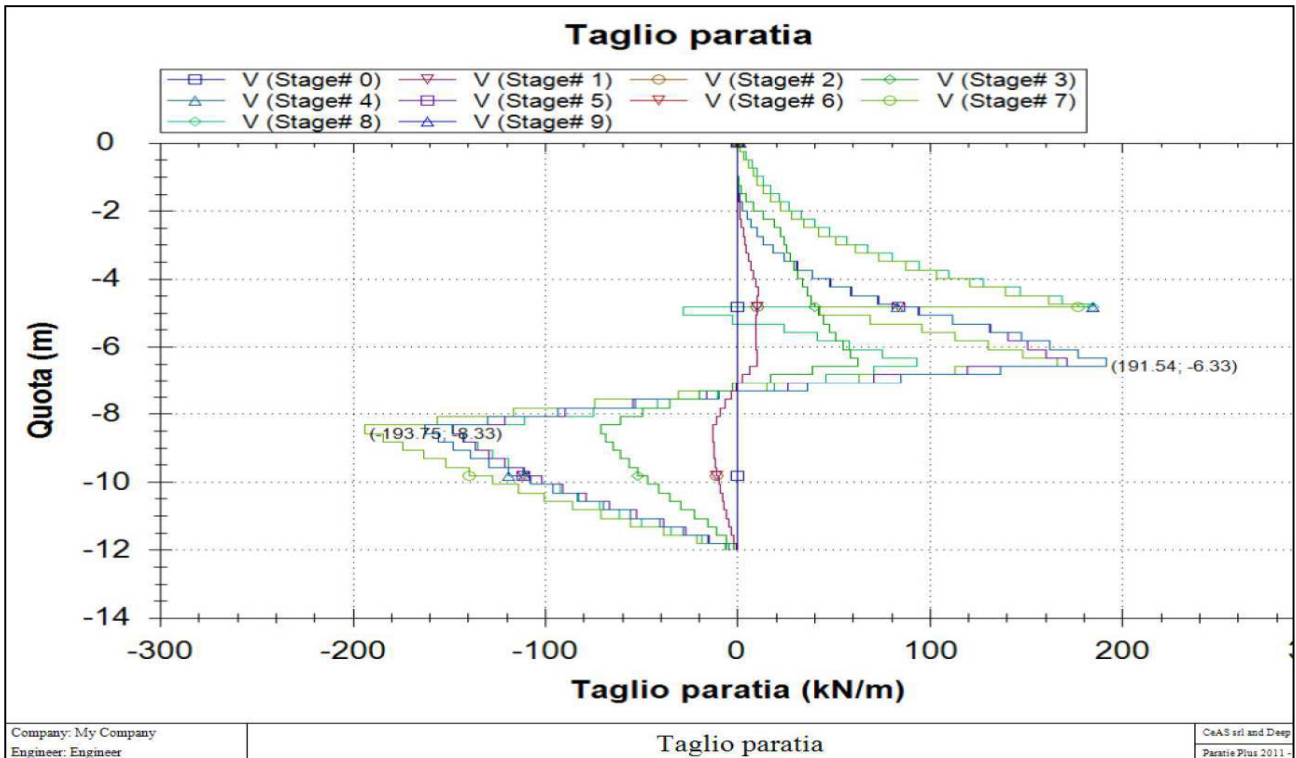


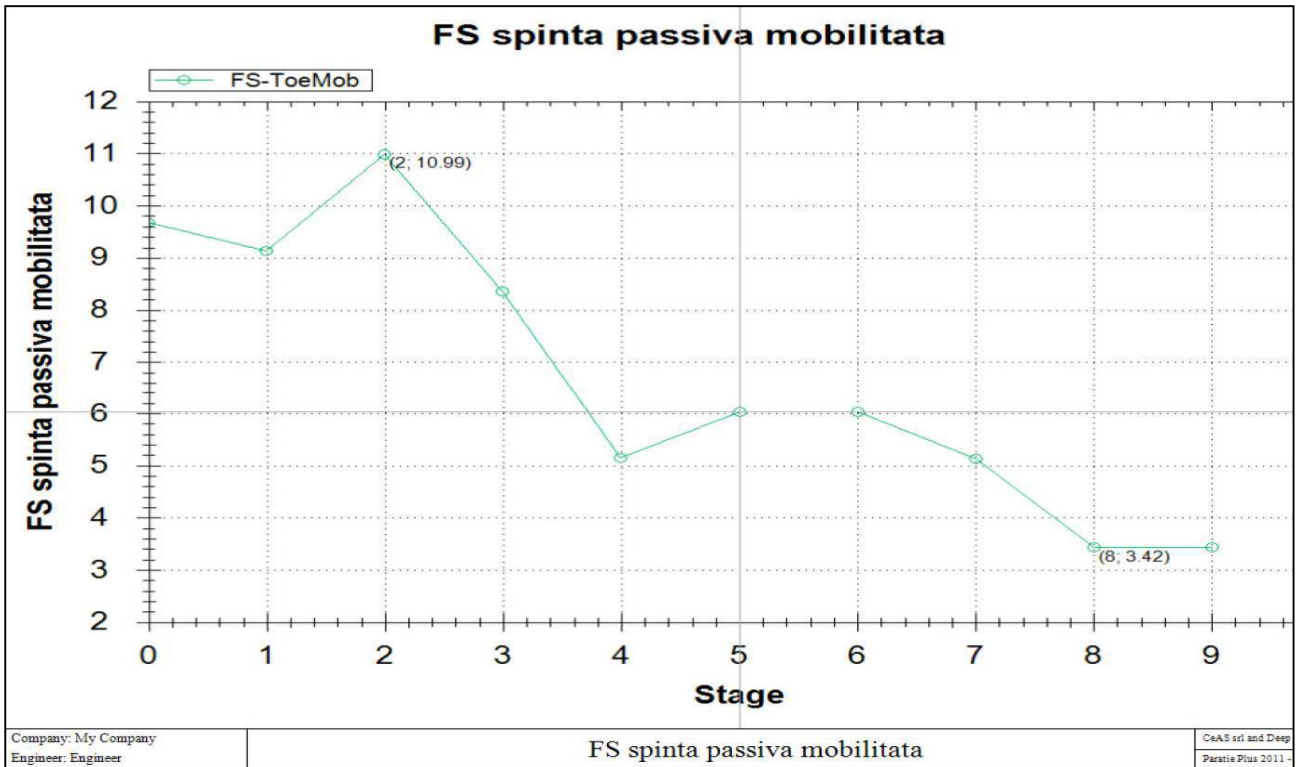




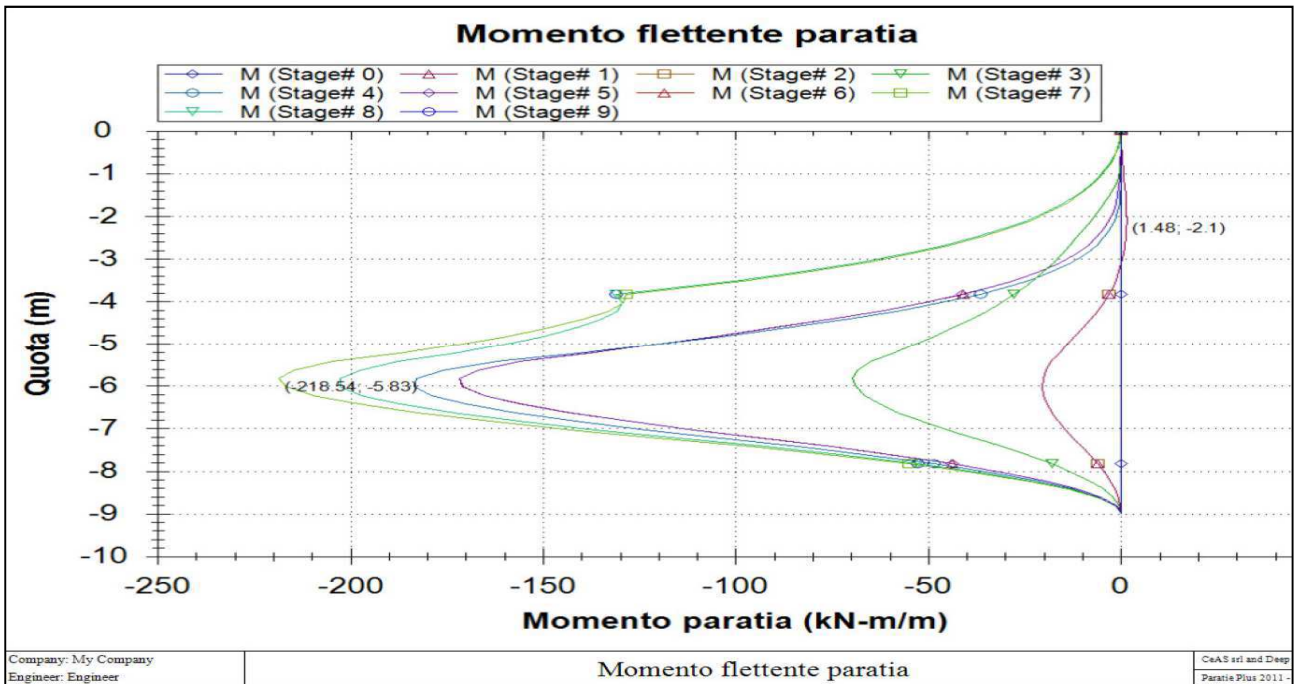
MODELLO SEZIONE TIPO 3

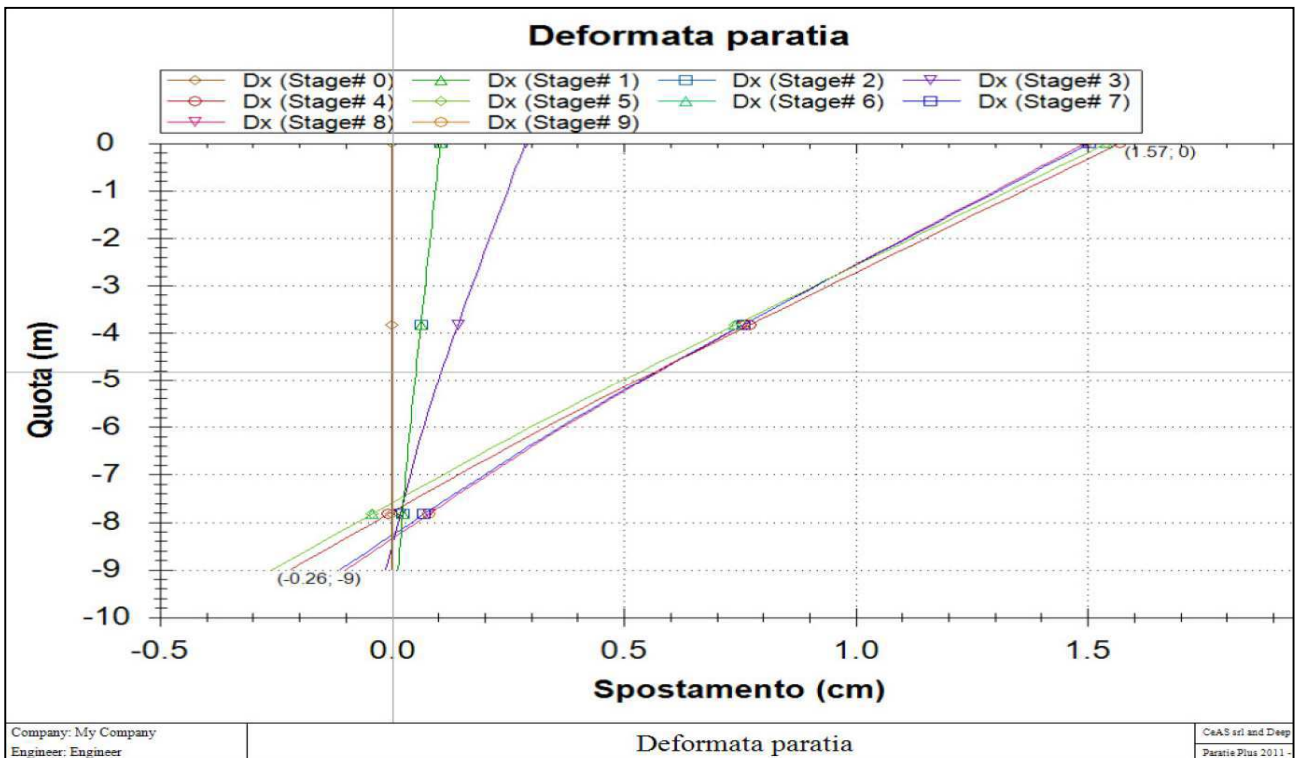
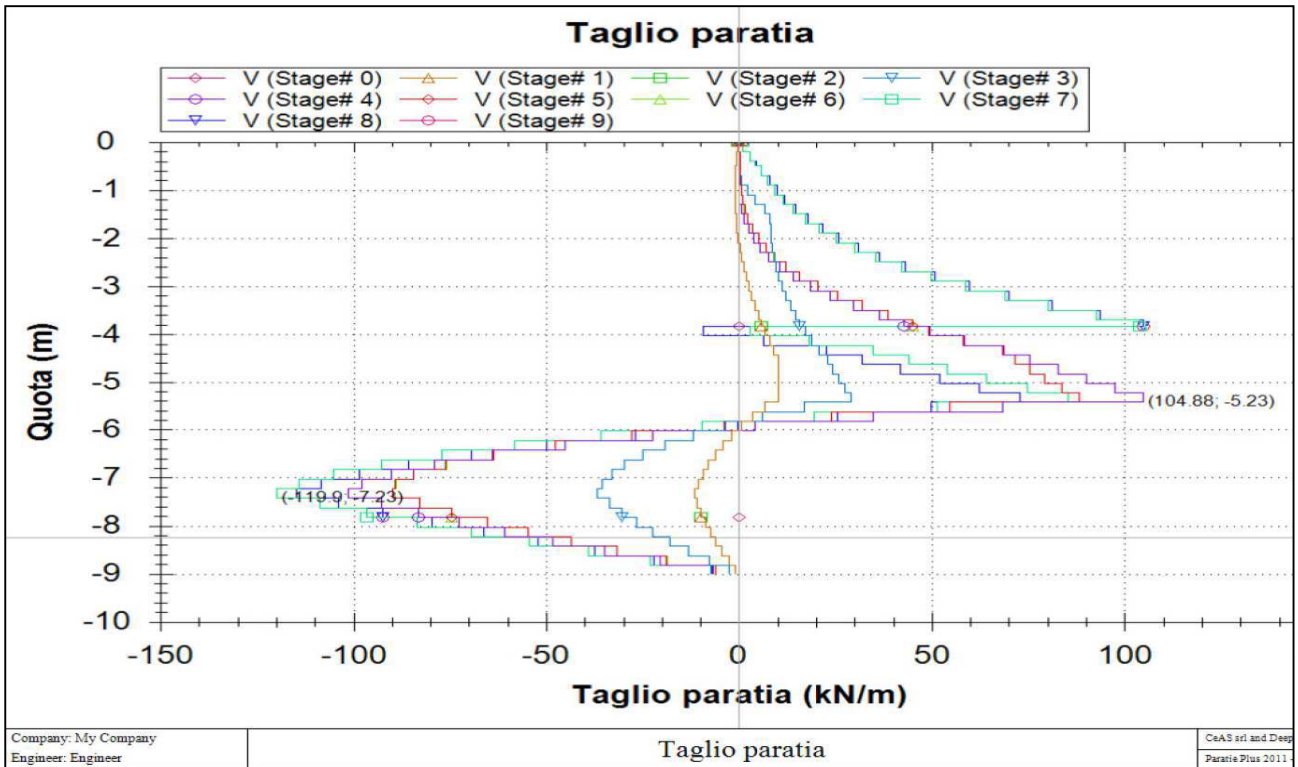


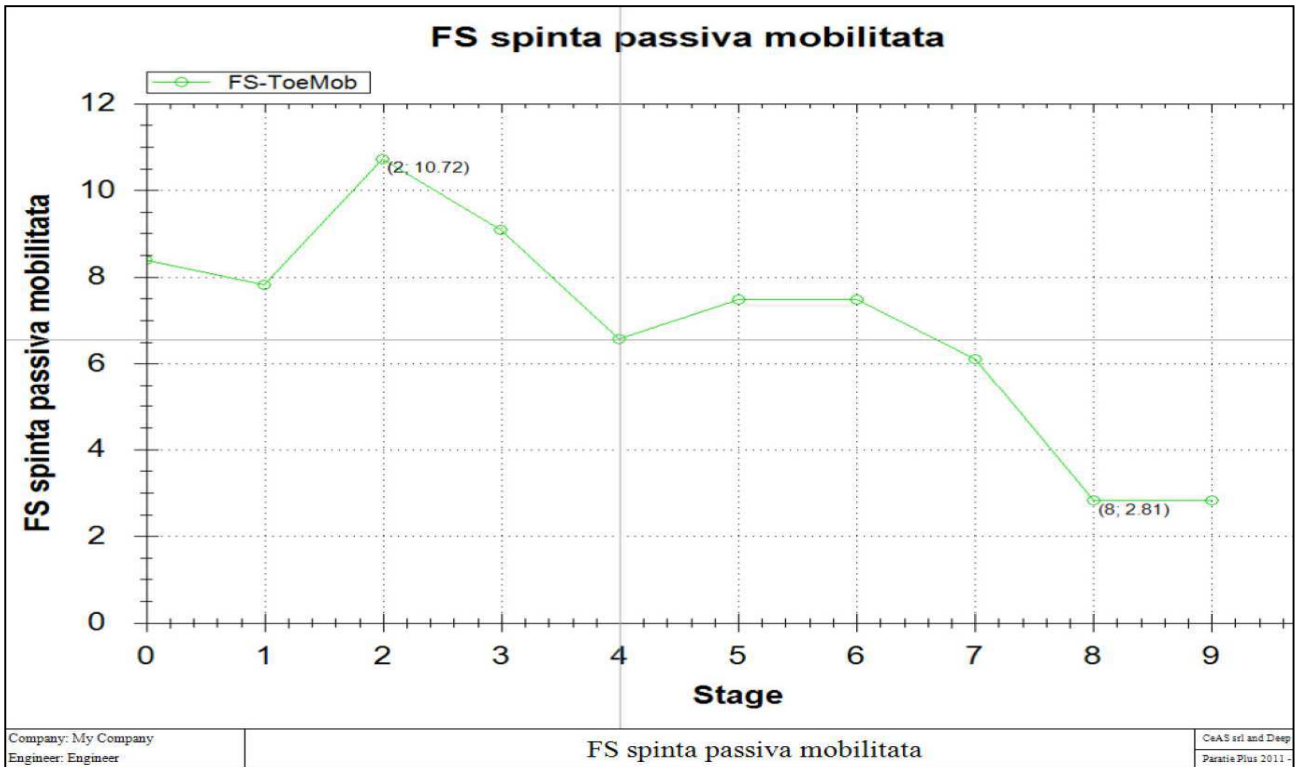




MODELLO SEZIONE TIPO 4







10.5 Verifiche degli elementi strutturali

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

10.5.1 Sezione tipo 1

La lunghezza del pannello risulta pari a 17,00 m da quota testa paratia (+39,36 m s.l.m.); il massimo spostamento e la resistenza passiva mobilitata (monitorata fino al completamento della struttura interna – stage 12) risultano pari a: 2,99cm e 2,84 rispettivamente.

M (kNm/m)	T (kN/m)
1292	477

Si prevedono le seguenti armature per il pannello di dimensioni 80x250:

Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
38 ϕ 32 copriferro 7,3 cm	38 ϕ 32 copriferro 7,3 cm	4 braccia ϕ 14/20

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.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	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	323200	17	344875	1.067	66.8	326119	0.17	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	0.00210	-0.00336	80.0	0.00146	76.0	-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/cm²)
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/cm²)
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/cm²]
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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] 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	119.9	80.0	0.0	51.3	-2972	76.0	25.7	2567	120.6	6.6

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
ScImin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm²]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (ScImin + ScEff)/(2 ScImin)
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	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	111.0	-111.0	-39.8	0.170	0.50	0.001446	107	0.264

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	720	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	12057.6	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
$\rho_1 =$	0.016746667	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3736		
$V_{Rd,c} =$	497.42	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
$A_{sw} =$	615.44	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	20	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	
$V_{Rd,s} =$	19508.16	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2119.82	kN	resistenza lato calcestruzzo
12.041	≤	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 350 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 terfoli presenti nel tirante	n _t	=	6	
Carico di esercizio (da calcolo)	N _Q	=	100	[kN]

Coefficiente di Bustamante - Doix	α	=	1.5	
Diametro della fondazione	D _f	=	0.5	[m]
Tensione limite di attrito laterale	q _f	=	100	[kPa]
Coefficiente di sicurezza	γ _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	=	0.307	
Angolo di attrito terreno - fondazione	φ	=	16	[°]
Adesione	C _a	=	150	[kPa]

Carico limite di snervamento	N _{ys}	=	1393	[kN]	N _{ys} =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 _{ys} /1,45
Carico max di presollecitazione	N _i	=	864	[kN]	N _i =0,9 N _{amm}
Tasso di lavoro del tirante	δ	=	10%		
Lunghezza minima di ancoraggio	L _f	=	8.1	[m]	L _f =γ _f N _{amm} /(α π D _f q _f)
Lunghezza minima di ancoraggio	L _f	=	0.8	[m]	L _f =γ _f N _Q /(α π D _f q _f)

METODO DI BOWLES

Tensione tangenziale limite	τ	=	168	[kPa]	τ = γ _t h _f K tan(δ) + c _a
Lunghezza minima di ancoraggio	L _f	=	7.2	[m]	L _f =γ _f N _{amm} /(π D _f τ _f)
Lunghezza minima di ancoraggio	L _f	=	0.8	[m]	L _f =γ _f N _Q /(π D _f τ _f)

Le verifiche risultano soddisfatte; si assume una lunghezza di ancoraggio pari a 13 m.

10.5.2 Sezione tipo 2

La lunghezza del pannello risulta pari a 16,00 m da quota testa paratia (+39,84 m s.l.m.); il massimo spostamento e la resistenza passiva mobilitata (monitorata fino al completamento della struttura interna – stage 11) risultano pari a: 3,8cm e 4,9 rispettivamente.

M (kNm/m)	T (kN/m)
1307	521

Si prevedono le seguenti armature per il pannello di dimensioni 80x250:

Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
38 ϕ 32 copriferro 7,3 cm	38 ϕ 32 copriferro 7,3 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.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	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	326700	17	344875	1.056	66.8	326119	0.17	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	0.00210	-0.00336	80.0	0.00146	76.0	-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	121.2	80.0	0.0	51.3	-3004	76.0	25.7	2567	120.6	6.6

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	112.2	-112.2	-40.2	0.170	0.50	0.001463	107	0.267

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	720	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	12057.6	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
$\rho_1 =$	0.016746667	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3736		
$V_{Rd,c} =$	497.42	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
$s =$	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	
$V_{Rd,s} =$	1433.25	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2119.82	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.885	\leq	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio