

SISTEMA DI TRASPORTO PUBBLICO DI TIPO FILOVIARIO

GARA D'APPALTO PER LA PROGETTAZIONE ESECUTIVA,
L'ESECUZIONE DEI LAVORI E LA FORNITURA DEI VEICOLI

OFFERTA TECNICA
B2 - PROGETTO DEFINITIVO



PROGETTO:

OPERE STRADALI
OPERE D'ARTE

Sottopasso Via Città di Nimes
Relazione di calcolo diaframmi

CONCORRENTE
ATI:

SOVECO
COSTRUZIONI SPA

APTS
Advanced Public
Transport Systems bv

**CONSORZIO COOPERATIVE COSTRUZIONI
CCC**

Società cooperativa
(MANDATARIA/CAPOGRUPPO)

ALPIQ
Alpiq InTec Verona S.p.A.

MAZZI
Impresa Generale Costruzioni
S.p.A.

**Balfour Beatty
Rail**

SCALA	-
RIF. N°	PD80201RS01A.doc
ALLEGATO N°	PD 80201 RS01A

PROGETTAZIONE
COSTITUENDO R.T.P.:



(MANDATARIA/CAPOGRUPPO)

DIRETTORE TECNICO

Dott. Ing. Massimo Raccosta



DIRETTORE TECNICO

Dott. Arch. Valentina Butterini

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORAZIONE	REDATTO	VISTO	APPROVATO
A	Dic. 2010	Emissione	Technital	Pezzini	Pezzini	Renso

Il presente documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato, in tutto o in parte, senza il consenso scritto. Ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguito a norma di legge.
This document may not be copied, reproduced or published, either in part or entirely, without the written permission. Unauthorized use will be prosecuted by law.

INDICE

1. GENERALITÀ	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1. CALCESTRUZZO	5
3.2. ACCIAIO D'ARMATURA	5
3.3. ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE IN TREFOLI	5
4. PROFILO STRATIGRAFICO	6
5. METODI DI CALCOLO	7
5.1. MODELLAZIONE	7
5.2. DEFINIZIONE STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	8
5.3. DEFINIZIONE STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	11
5.4. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA (EQK)	12
6. NUOVI DIAFRAMMI IN C.A.	17
6.1. ANALISI STRUTTURALE	17
6.2. RISULTATI	19
6.3. VERIFICA A FLESSIONE	25
6.4. VERIFICA A TAGLIO	26
7. DIAFRAMMI ESISTENTI STABILIZZATI CON TIRANTI PASSIVI	27
7.1. ANALISI STRUTTURALE	27
7.2. RISULTATI	29
7.3. VERIFICHE	36

1. GENERALITÀ

L'oggetto del presente elaborato è la descrizione, l'analisi e la verifica strutturale dei diaframmi in c.a., nuovi ed esistenti, del sottopasso di Via Città di Nîmes.

Per la realizzazione del sottopasso di via Città di Nimes si prevede l'utilizzo sia di diaframmi esistenti, opportunamente scapitozzati o tirantati, sia di nuovi diaframmi.

Per alcuni diaframmi esistenti interessati dall'abbassamento della livelletta della viabilità in trincea, si è scelto di stabilizzare i diaframmi con un ordine di tiranti da eseguirsi alla quota di circa 1m dall'attuale piano stradale.

Per i diaframmi esistenti ubicati fra le rampe di uscita e la viabilità principale in sottopasso è prevista la parziale demolizione dei diaframmi e la realizzazione di una nuova trave di coronamento ad una quota più bassa rispetto a quella esistente. Per questi tratti, grazie alla diminuzione dell'altezza fuori terra, non è necessaria alcuna verifica in quanto la situazione di progetto è migliorativa rispetto a quella attuale.

Infine sono previsti diaframmi da realizzare in nuova sede caratterizzati da un'altezza fuori terra variabile che raggiunge al massimo i 7m.

Nel seguito della relazione si analizzeranno quindi le seguenti tipologie di intervento:

1. Nuovi diaframmi in c.a.
2. Diaframmi esistenti stabilizzati con tiranti passivi.

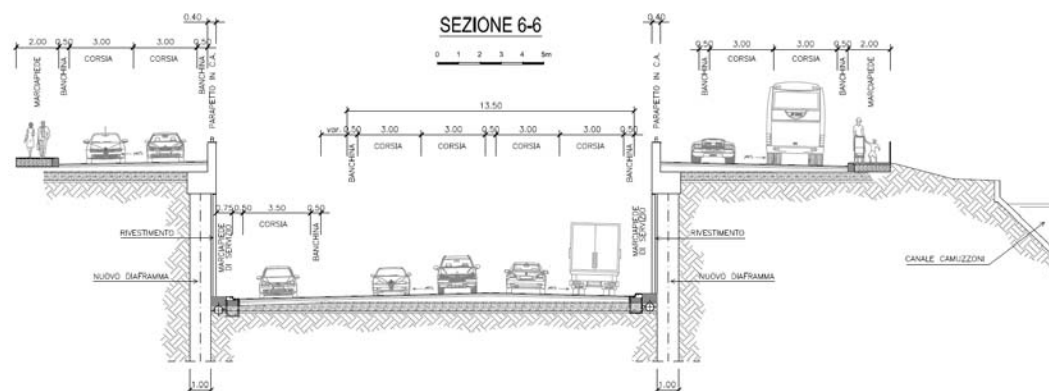


Figura 1 - Tipologia di intervento n.1: Nuovi diaframmi in c.a.

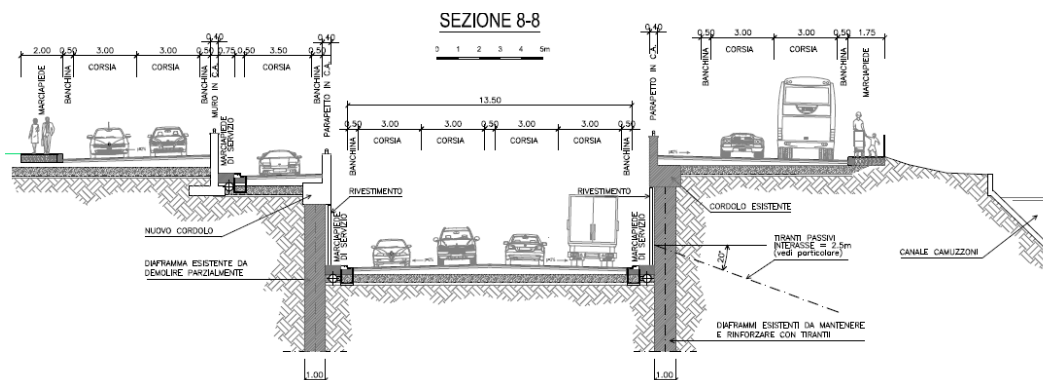


Figura 2 - Tipologia di intervento n.2: Diaframmi esistenti da stabilizzare con tiranti passivi

Per entrambe le tipologie si considera uno spessore dei diaframmi di 1,00m.

Per tutti i diaframmi del sottopasso è prevista la messa in opera di un pannello di rivestimento prefabbricato in c.a., dello spessore di 15cm, con funzione di protezione e finitura delle pareti verticali (vedi Figura 3).

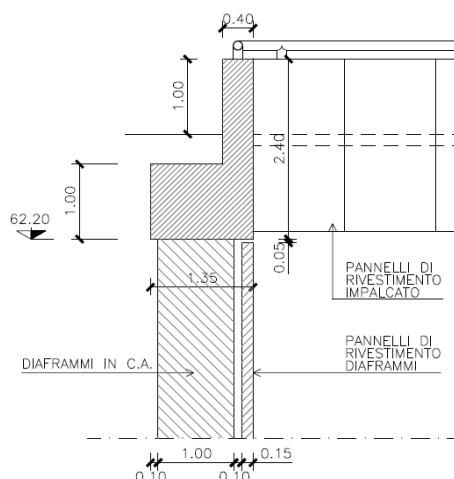


Figura 3 - Particolare cordolo diaframmi

In accordo con quanto richiesto dal D.M. 14/01/2008, Tabella 2.4.I per costruzioni di tipo 2 (*Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*), si assume una vita nominale delle opere di 50 anni. Inoltre, per la definizione delle azioni sismiche, si assume una classe d'uso II, in quanto opere appartenenti a "reti viarie non ricadenti in classe d'uso III o IV".

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche di sicurezza e stabilità sono state svolte utilizzando il metodo agli stati limite con particolare riferimento alle seguenti norme tecniche:

- D.M. 14.01.2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008".
- D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circolare Min. LL. PP. del 24 Settembre 1988 n°30483 – L. 2 febbraio 1974, n. 64 – art. 1 D.M. 11 marzo 1988 – Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Eurocodice 2: Progetto di strutture in calcestruzzo;
- Eurocodice 3: Progetto di strutture in acciaio;
- Eurocodice 7: Progettazione geotecnica;
- Eurocodice 8: Progettazione antisismica.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per quanto riguarda i materiali da utilizzare nella realizzazione dell'opera si è tenuto conto delle classi di esposizione ambientale previste dalla norma UNI EN 206-1:2006. Le prescrizioni sui calcestruzzi e sull'acciaio sono riportate nelle tavole dell'opera (elaborati n. PD.B.02.01.PA.02 e PD.B.02.01.PA.03).

Per le verifiche strutturali si farà riferimento ai seguenti materiali:

3.1. Calcestruzzo

Classe di esposizione (diaframma rivestito)	XC2/XC3
Classe di resistenza	C28/35
Resistenza caratteristica a compressione, R_{ck}	35 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione, f_{ck}	28 MPa
Resistenza cilindrica di progetto a compressione, f_{cd}	15,87 MPa

3.2. Acciaio d'armatura

Tipo B450C	
Tensione di snervamento nominale, $f_{y,nom}$	450 MPa
Tensione di rottura nominale, $f_{t,nom}$	540 MPa
Tensione di progetto, f_{yd}	391 MPa

3.3. Acciaio da precompressione in trefoli

Tensione caratteristica di rottura:	
Allo stato limite ultimo:	$f_{ptk} \geq 1770 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica all'1% di def.:	$f_{p(1)k} \geq 1570 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{p(1)d} = 223.8 \text{ MPa}$

Per la determinazione dei valori di progetto delle resistenze si sono utilizzati i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

$\gamma_c = 1,50$	per il calcestruzzo;
$\gamma_c = 1,15$	per l'acciaio d'armatura e da precompressione.

4. PROFILO STRATIGRAFICO

Per le analisi si fa riferimento al profilo stratigrafico riportato nella relazione geologico-geotecnica (elaborato n. PD.A.02.02.RS.01.A).

La presenza di materiale di riporto è segnalata nelle stratigrafie dei sondaggi disponibili per spessori variabili fra 1,00 e 3,00 m da p.c. Non è stato invece riscontrato materiale di riporto nel corso del sondaggio SD1. Cautelativamente in fase progettuale si fa comunque riferimento ad uno spessore di materiale di riporto, a composizione ghiaioso sabbiosa, per uno spessore di 3,00 m.

La stratigrafia di progetto assunta per la verifica delle opere è pertanto la seguente:

Litotipo 1 (per i primi 3m di prof. da p.c.): Riporto ghiaioso sabbioso.

$$\gamma = 18,0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$C' = 0 \text{ kPa}$$

$$\phi = 28 - 30^\circ$$

$$\text{modulo elastico } E = 20 \text{ MPa}$$

$$\text{densità relativa } D_r = 50\%$$

$$\text{modulo di taglio } G = 100 \text{ MPa}$$

categoria di suolo di fondazione: C

$$\text{permeabilità del terreno: } K = 5,0 \cdot 10^{-4} \text{ m/sec}$$

Litotipo 2 (dalla profondità di 3m in poi): Alluvioni dell'Adige costituite da ghiaie poligeniche con ciottoli in matrice sabbiosa molto addensata.

$$\gamma = 18,5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$C' = 0 \text{ kPa}$$

$$\phi = 35 - 38^\circ$$

$$\text{modulo elastico } E = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{densità relativa } D_r = 65-75\%$$

$$\text{modulo di taglio } G = 130 \text{ MPa}$$

categoria di suolo di fondazione: C

$$\text{permeabilità del terreno: } K = 1,1 \cdot 10^{-4} \text{ m/sec}$$

La falda è stata rilevata alla profondità di 14 m da p.c.

5. METODI DI CALCOLO

5.1. Modellazione

Per lo studio e la verifica delle paratie è stato utilizzato il software di calcolo nonlineare "Paratie Plus 2010" di Harpaceas, Versione 8.1.1.

PARATIE PLUS è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie di scavo e nella configurazione finale.

Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui viene analizzata una porzione di parete di larghezza definita dall'utente.

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 rigidità 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. La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso due tipi di analisi:

- 1) Analisi classica tramite metodi all'equilibrio limite;
- 2) 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.

Le coordinate, i carichi, i cedimenti, le reazioni vincolari e gli spostamenti dei NODI sono riferiti ad una terna destra cartesiana globale con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto e l'asse Y verso destra.

Paratie Plus 2010 consente l'applicazione automatica degli approcci e delle combinazioni di calcolo prescritti dalla normativa italiana di cui al DM 14-1-2008.

5.2. Definizione stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere verificata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Nella presente relazione le verifiche sono state svolte con riferimento agli stati limite ultimi significativi per le opere in esame:

- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,
- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- sfilamento di uno o più ancoraggi.

Le verifiche di resistenza a taglio ed a presso-flessione del diaframma e la verifica di resistenza a trazione degli ancoraggi sono espresse mediante un tasso di sfruttamento TSF delle resistenze di calcolo strutturali delle sezioni, calcolato automaticamente dal software di calcolo per ogni fase e per ogni combinazione di coefficienti analizzata.

La verifica è soddisfatta per $TSF < 1.0$

La verifica a sfilamento degli ancoraggi è espressa mediante il tasso di sfruttamento ($TSF_{Tirante}$) della capacità resistente allo sfilamento dovuta all'aderenza bulbo-terreno. La verifica allo sfilamento risulta soddisfatta per un valore minore di uno, ovvero

$$T_d \leq R_{ad}$$

con

T_d trazione massima agente su un tirante

R_{ad} è la portanza laterale di calcolo che si ottiene da:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,p}}$$

dove:

R_{ak} = valore caratteristico della resistenza a trazione per portanza laterale di un tirante:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

$\gamma_{Ra,p} = 1,2$ è il coefficiente parziale per le verifiche degli ancoraggi permanenti, dato dalla tabella 6.6.I delle NTC2008.

Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Tabella 6.6.III: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Si assume cautelativamente $\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1,80$

Per il calcolo del carico limite si fa riferimento al metodo proposto da Bustamante e Doix (1985), relativo a tiranti iniettati con processo di messa in pressione ripetitiva quali quelli previsti per la struttura in oggetto. Tale metodo, peraltro, costituisce la base delle Norme vigenti in Francia ed è frequentemente adottato anche in altri Paesi europei. Nel caso in esame, il carico limite per attrito laterale ($R_{a,c}$) si può esprimere tramite:

$$R_{a,c} = \pi d_s L_s q \quad (1)$$

dove:

$d_s = \alpha D$ = diametro del tratto iniettato;

L_s = lunghezza del tratto iniettato

q = resistenza tangenziale all'interfaccia iniezione-terreno

D è il diametro della perforazione = 12 cm ÷ 15 cm

α è un coefficiente ($\alpha > 1$) che dipende sostanzialmente dal tipo di terreno e dalla tecnica di iniezione (iniezione controllata e ripetitiva).

Analogamente, i valori della resistenza tangenziale (q) all'interfaccia iniezione-terreno dipendono dalla natura e dalle caratteristiche meccaniche del terreno, e dalla tecnologia esecutiva.

d_s è direttamente implementato nel modello come diametro efficace del bulbo.

La resistenza tangenziale è implementata per ogni strato di terreno attraversato mediante il parametro "aderenza limite" $q_{skin,u}$.

Il fattore di correlazione ξ_a è implementato nel modello “Paratie” mediante il parametro “FS GEO personalizzato”.

Come prescritto dalle Norme Tecniche di cui al DM 14 gennaio 2008, e specificato ulteriormente nella relativa Circolare di Applicazione del 2 febbraio 2009, le **verifiche strutturali** delle paratie devono essere effettuate secondo l'Approccio 1, Combinazione 1 (A1+M1+R1) nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In particolare, le sollecitazioni (comprese quelle nei puntoni e negli ancoraggi) devono calcolarsi portando in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza. Dato che i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti e variabili (gruppo A1) sono diversi, è necessario in genere distinguere le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti da quelle prodotte dai carichi variabili.

Per il **dimensionamento geotecnico**, la verifica allo stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio dei tiranti per raggiungimento della resistenza al contatto fra bulbo e terreno può essere effettuata secondo la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.6.I.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Per i tiranti l'azione di progetto sull'ancoraggio si ottiene amplificando mediante i coefficienti A1 quella calcolata mediante un'analisi che porti in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza, e nella quale tutti i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza siano unitari.

Anche per **l'analisi sismica** per stati limite di raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali della paratia o nei vincoli si adopera la **Combinazione 1 dell'Approccio 1**, nella quale però i coefficienti A1 devono essere posti pari ad uno.

Per **le verifiche di tipo geotecnico e di equilibrio** si utilizzano la Combinazione 2 dell'Approccio 1, A2+M2+R1. In sismica, i coefficienti A2 devono essere posti pari a 1.

In sintesi, le combinazioni di calcolo utilizzate per le verifiche agli stati limite ultimi sono:

CONDIZIONI	COMBINAZIONE	VERIFICHE DI TIPO GEOTECNICO	VERIFICA SFILAMENTO TIRANTI	VERIFICHE RESISTENZA ELEMENTI STRUTTURALI
STATICHE	A1 + M1 + R1		X (R3)	X
	A2 + M2 + R1	X		
SISMICHE	EQK (A1*+M1+R1)		X (R3)	X
	EQK (A2*+M2+R1)	X		

* = Coefficienti A1 e A2 unitari.

5.3. Definizione stati limite di esercizio (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di manufatti

adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

Per la valutazione di tali spostamenti, come indicato al paragrafo 2.5.3 delle NTC2008, si utilizza la combinazione caratteristica delle azioni.

5.4. Definizione dell'azione sismica (EQK)

Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Come definito al punto 2.4.3 delle Norme Tecniche, le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

La vita nominale è assunta pari a $V_N = 50$ anni, mentre il valore del coefficiente d'uso è definito, al variare della classe d'uso, dalla tabella 2.4.II delle Norme Tecniche:

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

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

Nel caso in esame, essendo la classe d'uso = II, tale coefficiente vale $C_U = 1,0$ e quindi:

$$V_R = 50 \text{ anni}$$

Per gli Stati Limite Ultimi ci si riferisce allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV); in tale situazione la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , necessario ad individuare l'azione sismica agente, è pari al 10%.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica è dato dall'espressione:

$$T_R = - V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

da cui si ottiene:

$$T_R = 475 \text{ anni}$$

Analisi pseudo-statica

L'analisi della sicurezza nei riguardi dei fenomeni sismici è stata eseguita mediante analisi pseudostatica in accordo con il § 7.11.6.3 delle NTC

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (7.11.9 \text{ delle NTC})$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.10 \text{ delle NTC})$$

dove S_s è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2 delle NTC.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0,005 \cdot H \quad (7.11.11 \text{ delle NTC})$$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0,2$ deve assumersi $k_h = 0,2 \cdot a_{max}/g$.

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

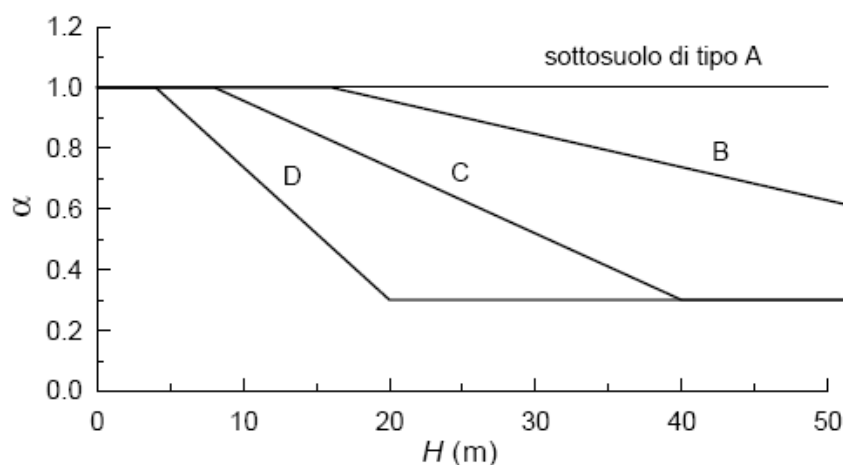


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

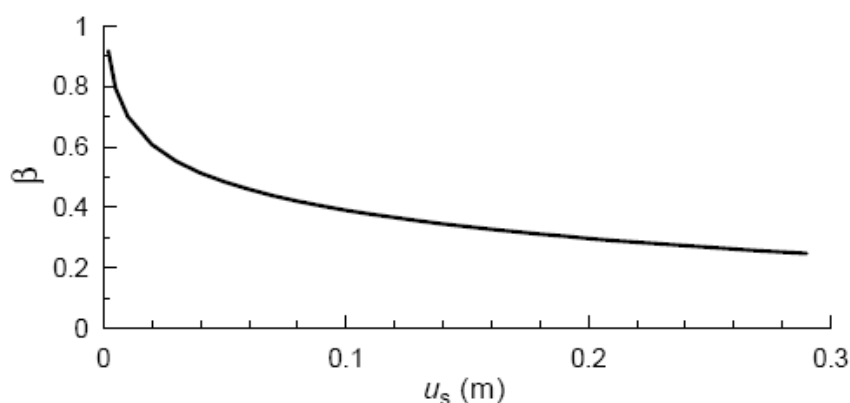


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β

La componente orizzontale dell'accelerazione, a_h , è dunque definita caso per caso in base all'altezza complessiva della paratia.

Parametri di pericolosità sismica

In generale l'azione sismica è definita sul sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- 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.

Per le opere di sostegno occorre definire solo i primi due in quanto il terzo parametro (T^*c) non entra nel calcolo con il metodo pseudo-statico.

Tali valori sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Per il calcolo dei parametri sismici è stato utilizzato il foglio di calcolo "Spettri di Risposta" ver. 1.0.3 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nella Tabella 1 sono riportati i parametri sismici ottenuti in corrispondenza del sottopasso di Via Città di Nimes.



Figura 4 - Sottopasso Via Città di Nimes - Foto aerea

Tabella 1 – Parametri di pericolosità sismica

Punto	Long. (°)	Lat. (°)	ag/g	Fo	Cat. Suolo
Sottopasso Via Città di Nimes	10.98299	45.43128	0.157	2.430	C

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito viene valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S * a_g = (S_s * S_T) * a_g$$

in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2 delle NTC, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s ed il coefficiente di amplificazione topografica S_T si ottengono con riferimento alla categoria del sottosuolo e alle condizioni topografiche, secondo le tabelle 3.2.V e 3.2.VI delle Norme Tecniche che vengono riportate qui di seguito per comodità.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Considerando la categoria di suolo tipica della zona in esame (C) e la categoria topografica = T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) si è ottenuto un valore di a_{max} pari a 0,23g.

Ai fini del dimensionamento delle opere di sostegno dei terreni è stata pertanto assunta, come accelerazione orizzontale massima attesa al sito, il valore

$$a_{max} = 0,25 \text{ g}$$

che si ritiene sufficientemente cautelativo e rappresentativo della zona.

Da cui si ricava:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} = \alpha \cdot \beta \cdot 0,25 \text{ g}$$

6. NUOVI DIAFRAMMI IN C.A.

Per realizzare il sottopasso di via Città di Nimes, è necessario eseguire dei nuovi diaframmi in c.a. la cui massima altezza fuori terra si ha in corrispondenza della galleria artificiale e vale circa 7.0m.

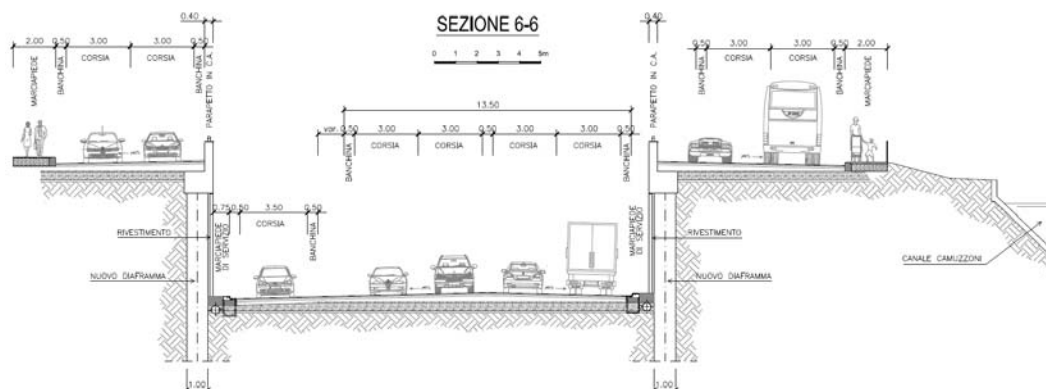


Figura 5 - Sezione tipo entro nuovi diaframmi in c.a.

L'opera in oggetto consiste in una paratia a diaframmi in c.a. dello spessore 1,0m. Data la natura dei terreni interessati dall'opera (Alluvioni dell'Adige costituite da ghiaie poligeniche con ciottoli in matrice sabbiosa molto addensata) non è necessario prevedere elementi di contrasto quali tiranti o soletta di fondo.

6.1. **Analisi strutturale**

Per l'analisi della paratia precedentemente descritta è stata scelta una sezione tipo, riportata in Figura 5, rappresentativa del tratto di altezza fuori terra maggiore. L'altezza complessiva della paratia è di circa 19 m di cui 7 m fuori terra ed i restanti 12 m infissi nel terreno.

L'analisi statica della paratia è stata condotta per fasi simulando l'effettivo svolgimento delle operazioni sulla sezione di maggior altezza.

Le configurazioni studiate sono riportate di seguito.

- Stage 0: Fase iniziale (geostatica);
- Stage 1: Scavo fino a quota -7,00m;
- Stage 2: Fase di esercizio;
- Stage 3: Fase sismica.

Per la verifica degli elementi strutturali che costituiscono la paratia, si considera che, oltre alla spinta delle terre, l'opera sia soggetta anche alla spinta dovuta al sovraccarico mobile transitante sulla strada posta immediatamente a monte.

Nella configurazione 1 si è considerato un sovraccarico accidentale a monte della paratia di 10 kN/m², per la presenza dei mezzi di cantiere; nella configurazione di esercizio (Stage 2), il sovraccarico considerato è di 20 kN/m².

Nello Stage 3 viene calcolata la spinta del terreno in condizioni sismiche considerando i coefficienti di spinta (statica + sismica) di **Mononobe e Okabe** ottenuti partendo da un valore dell'accelerazione sismica orizzontale di:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} = 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.25 \text{ g} = 0.10 \text{ g}$$

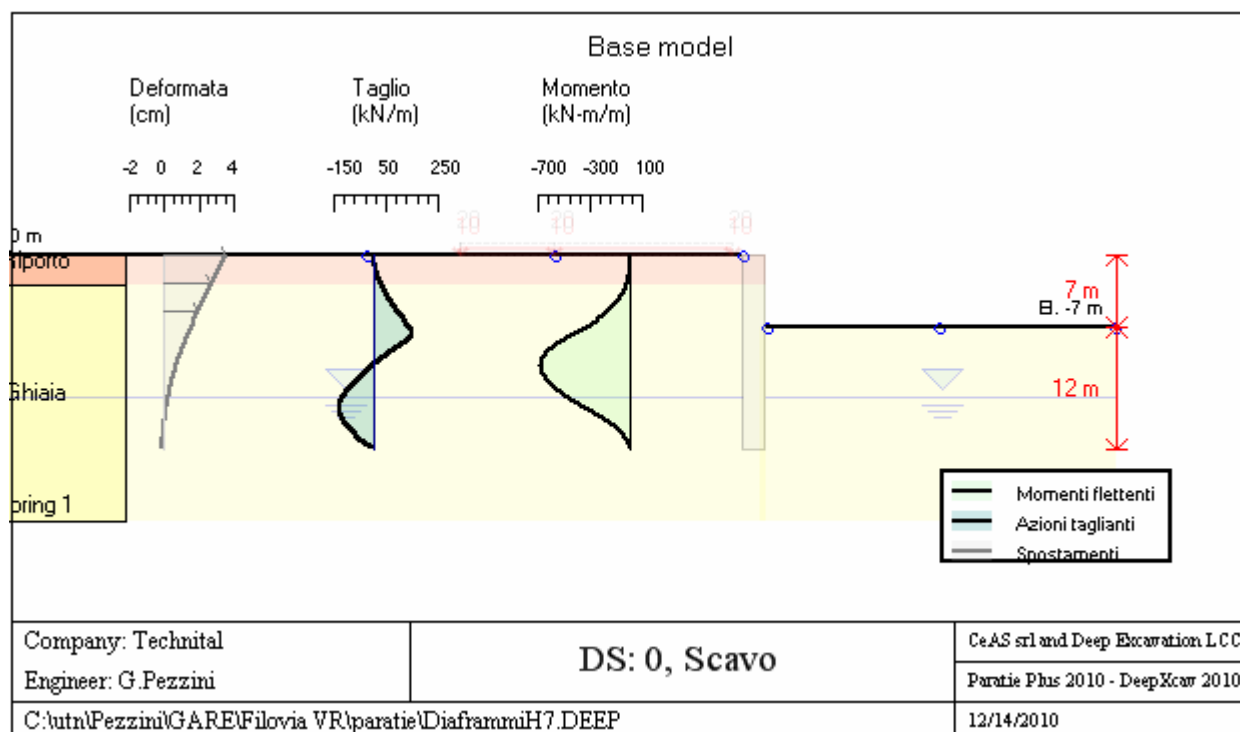
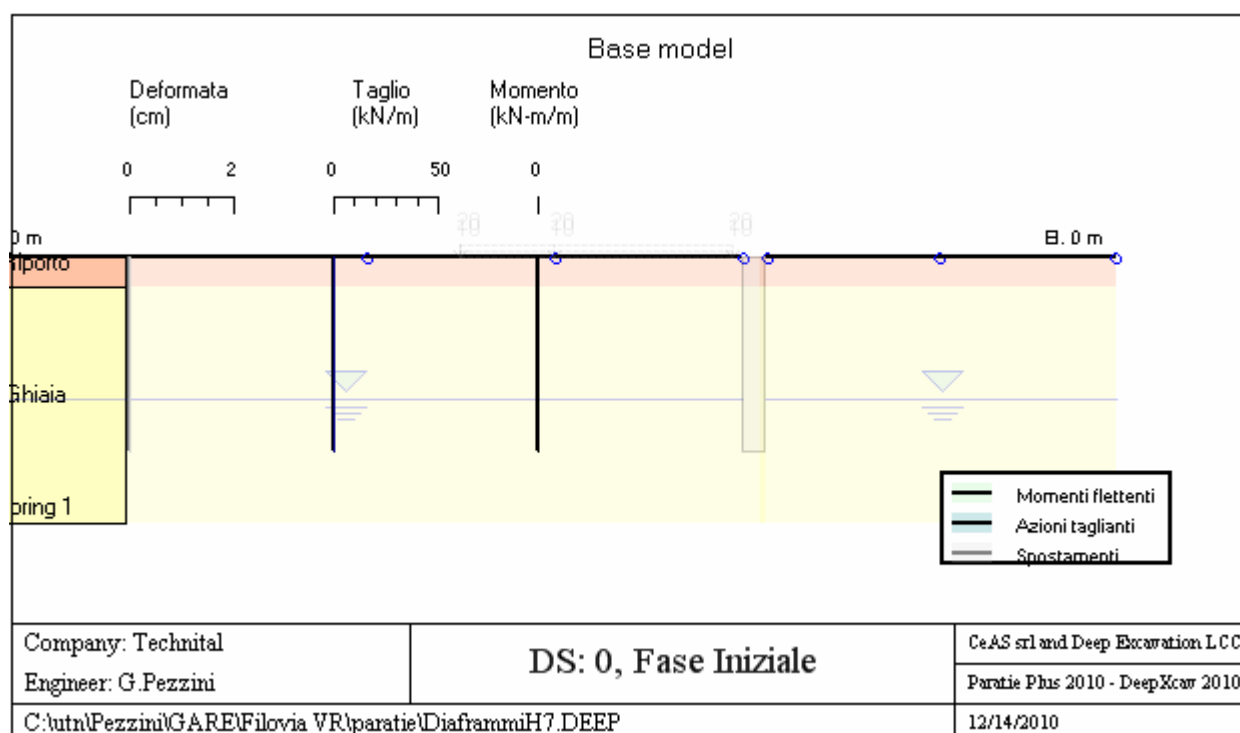
avendo assunto i seguenti valori dei coefficienti di deformabilità e spostamento:

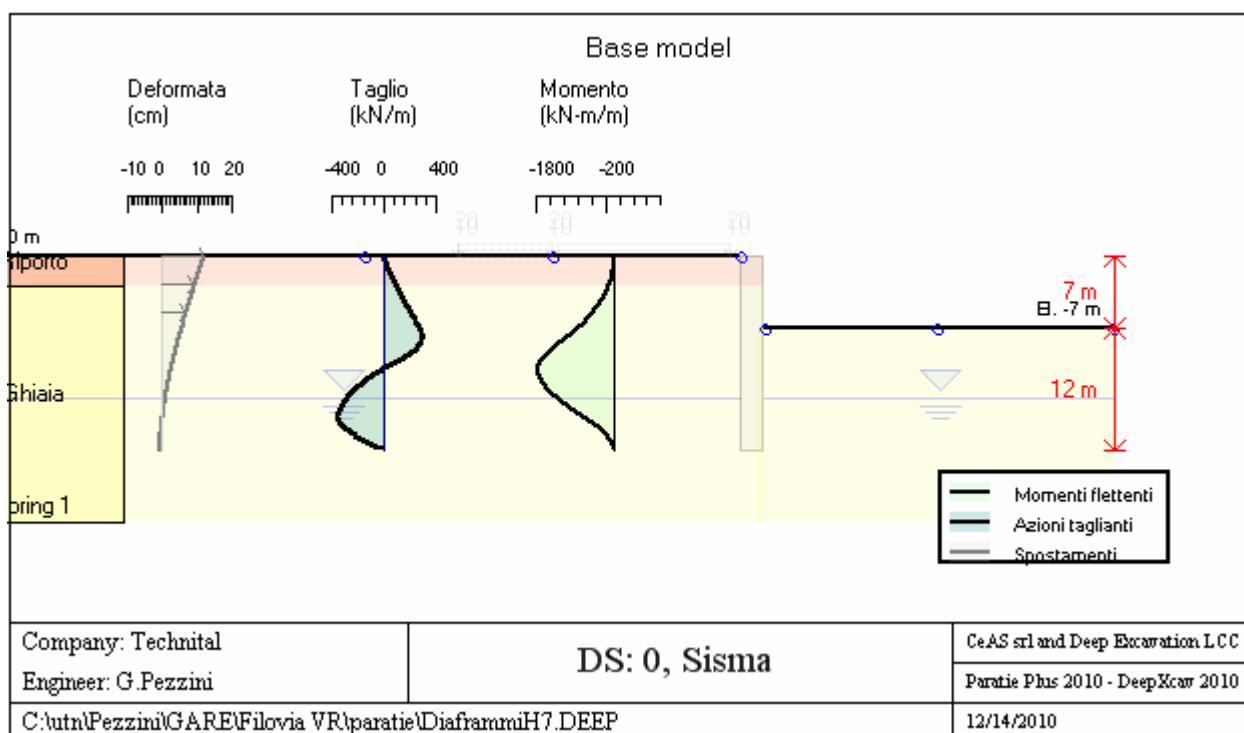
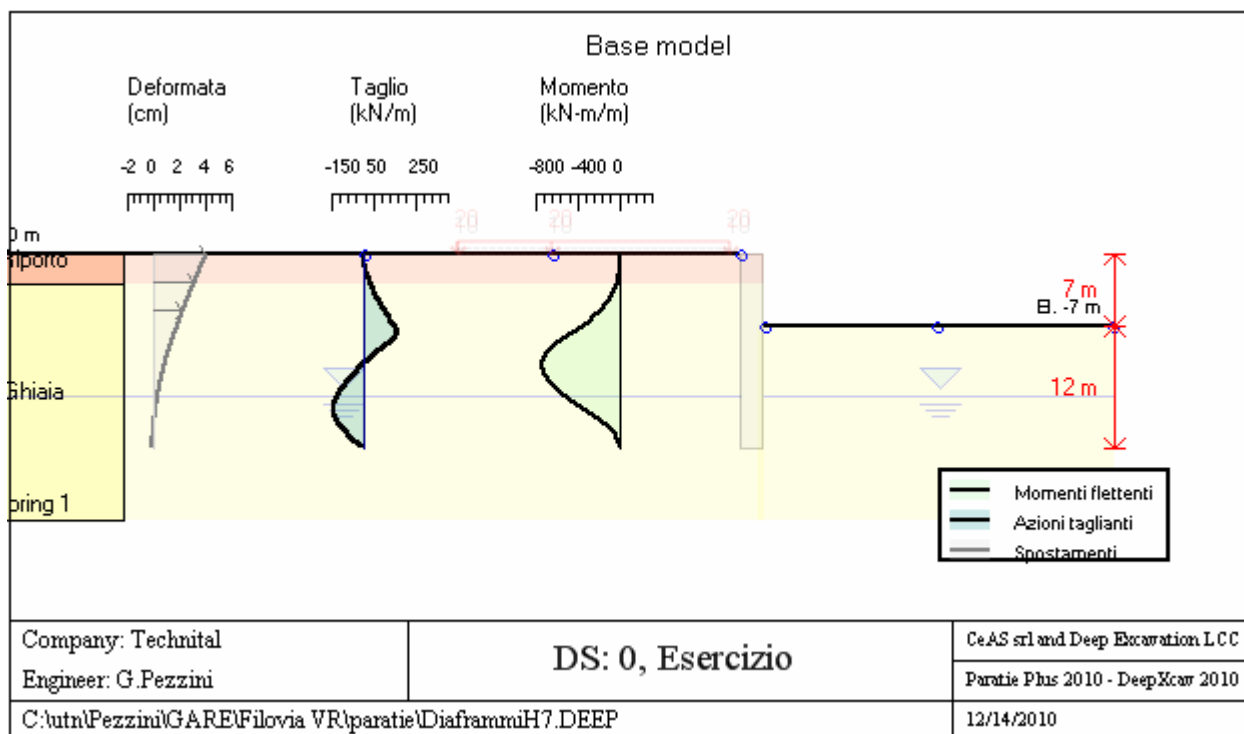
$\alpha = 0.8$ per sottosuolo tipo C e altezza paratia $H = 19\text{m}$;

$\beta = 0.5$ per $u_s \cong 0.04 \text{ m}$ (massimo spostamento tollerato, $< 0.005 H$).

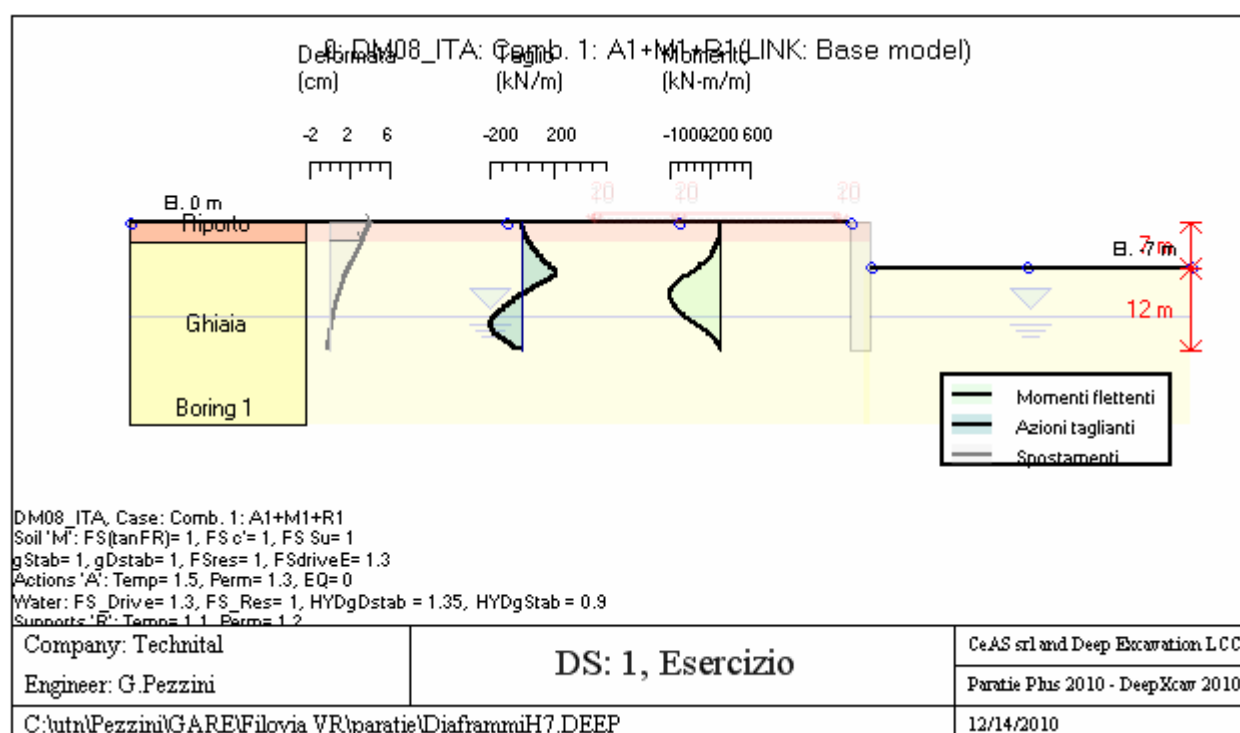
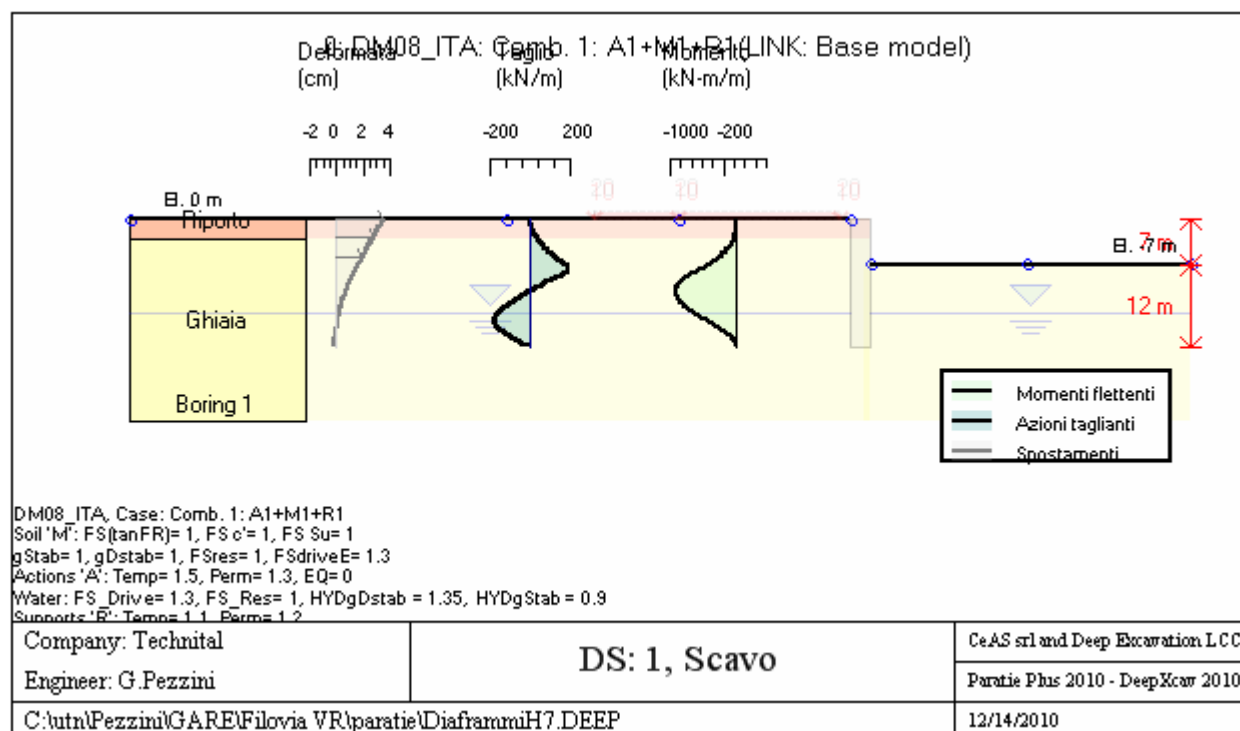
6.2. Risultati

Design Section 0: Base model

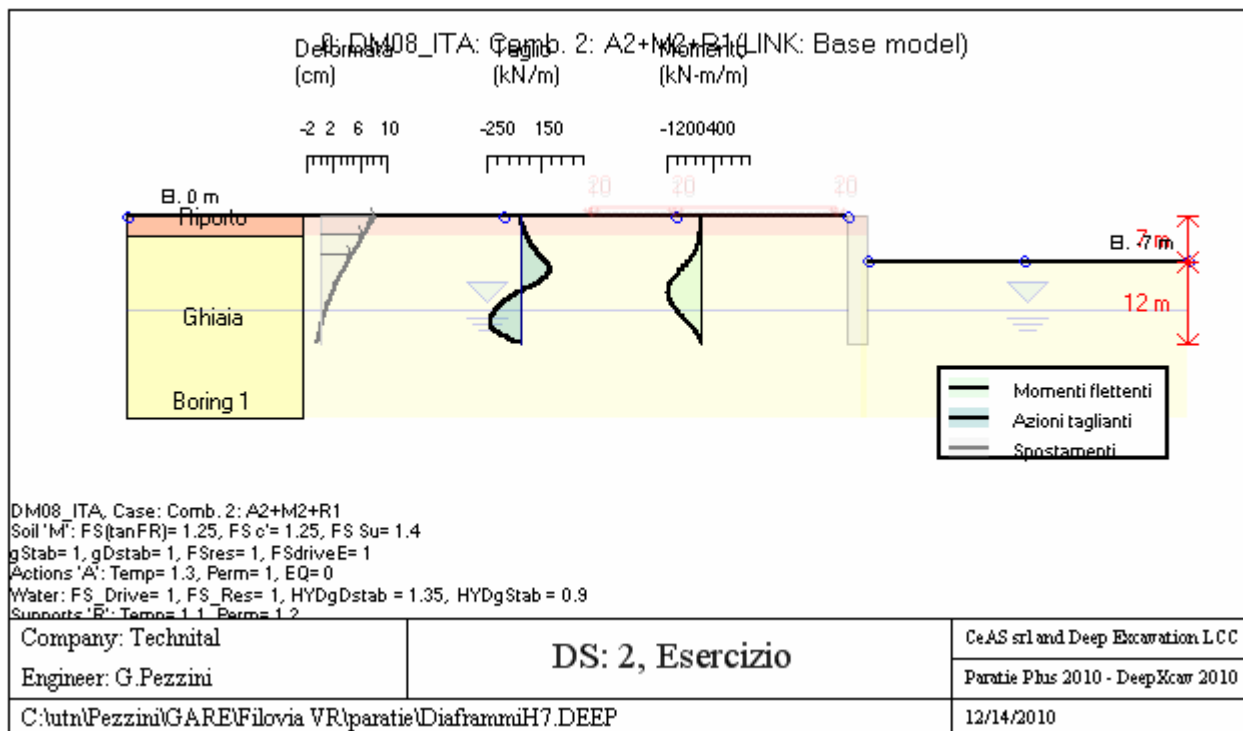
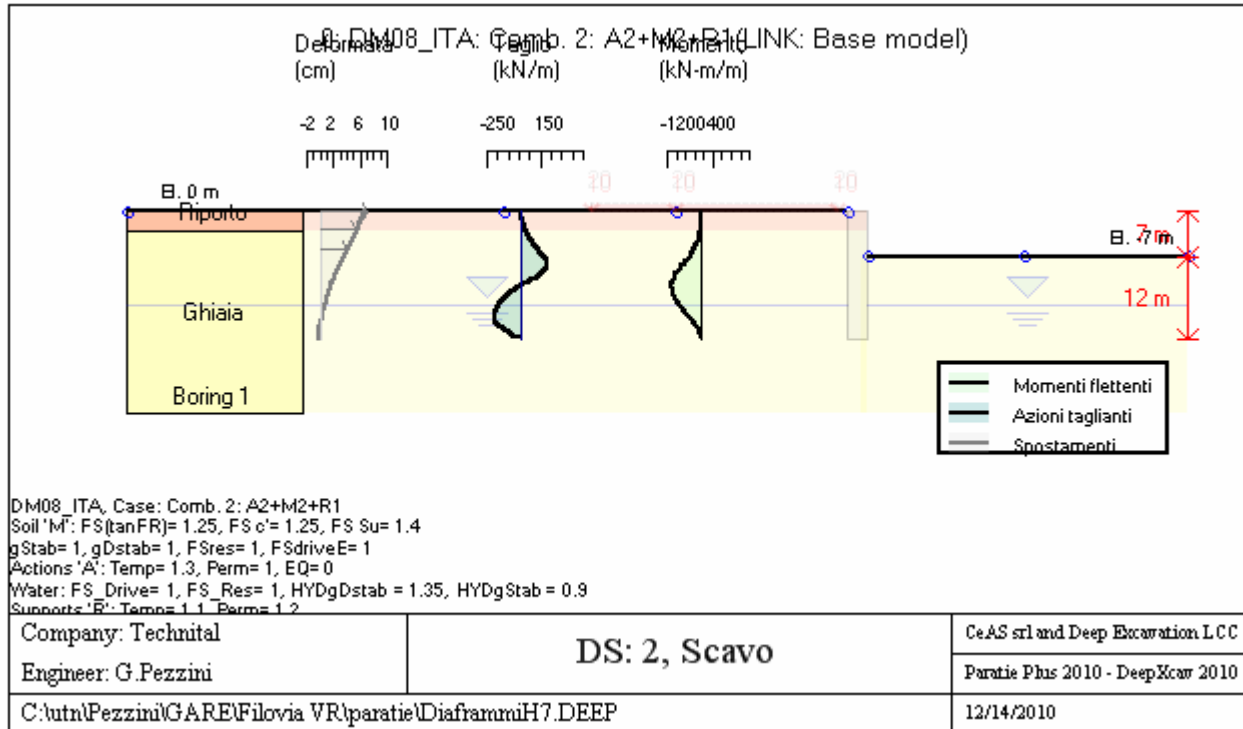




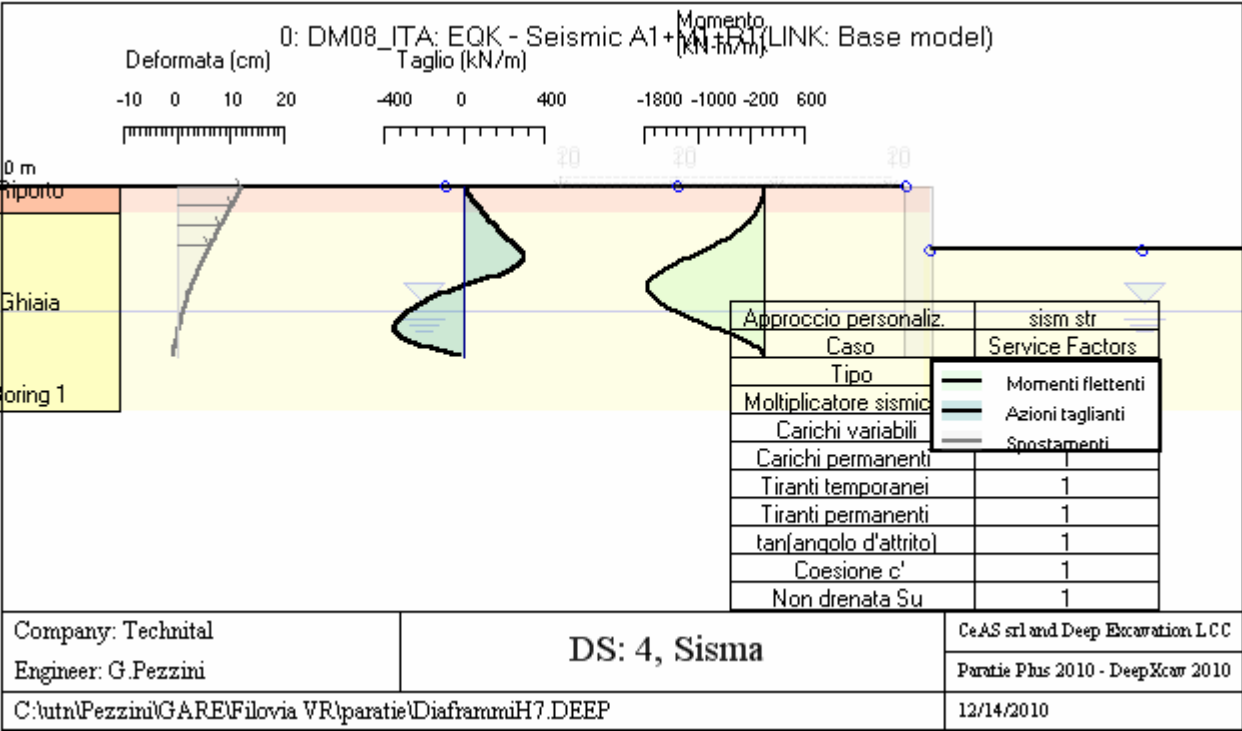
Design Section 1: 0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1



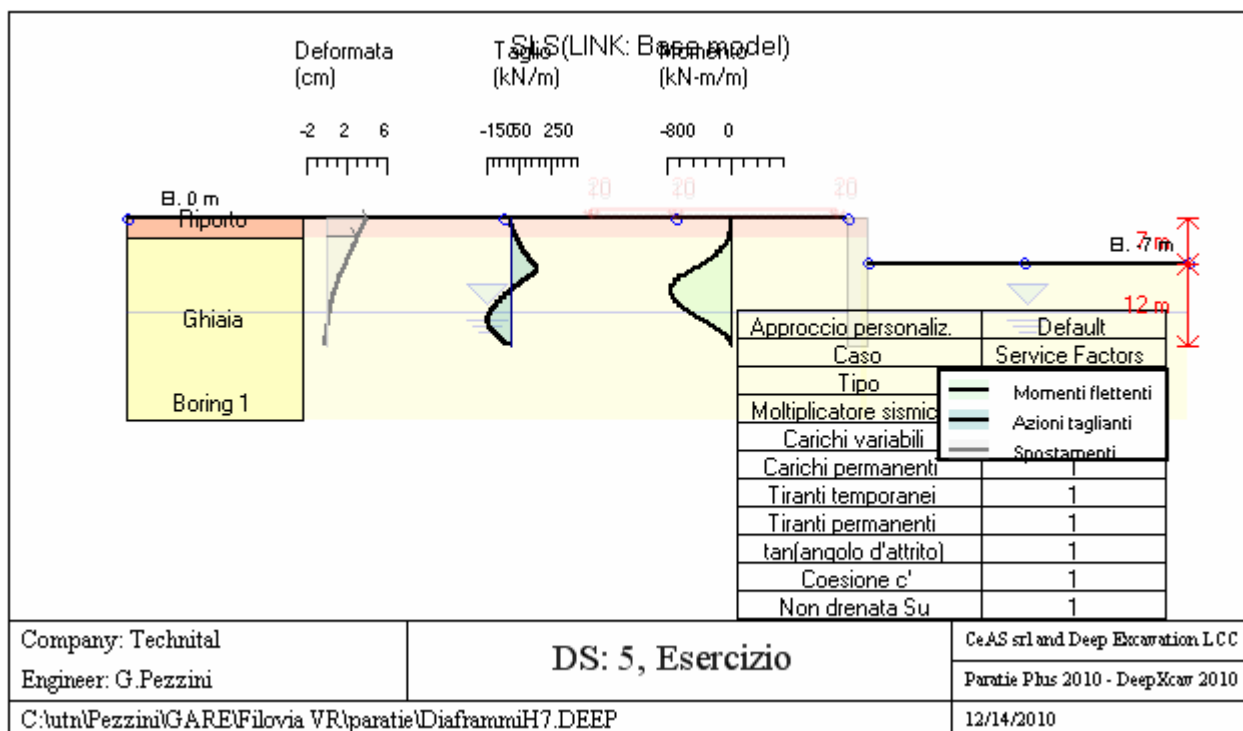
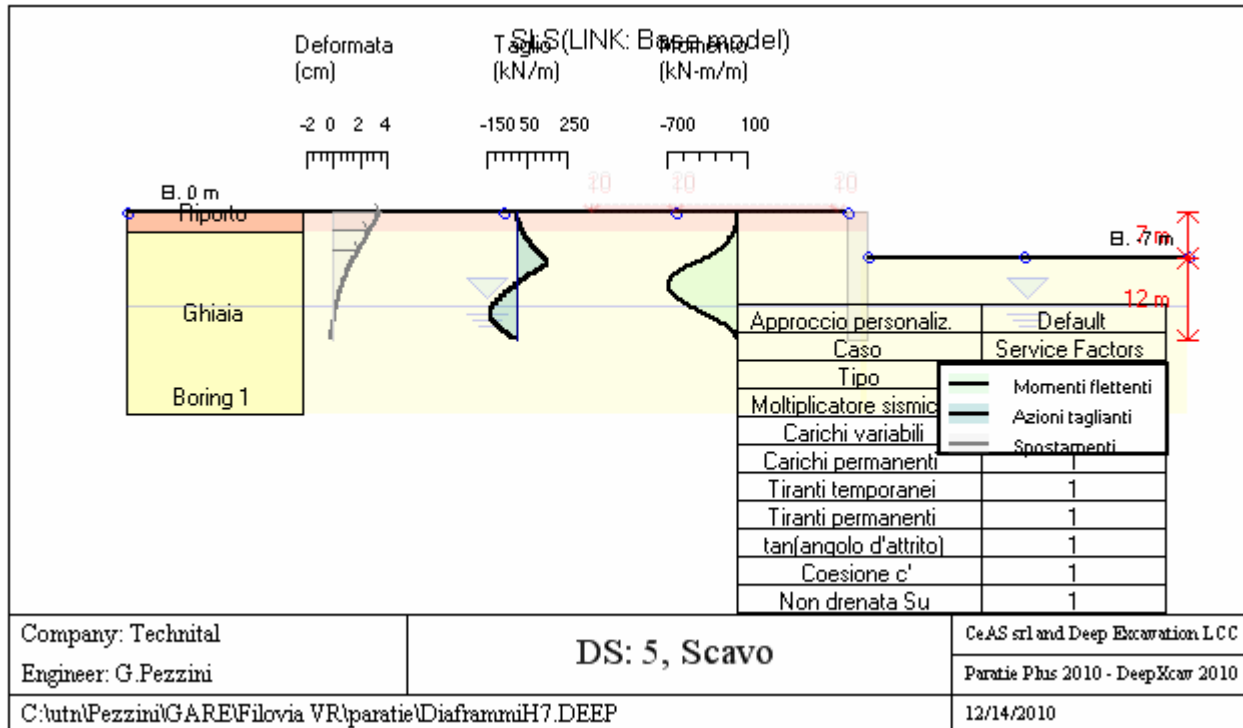
Design Section 2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1



Design Section 4: 0: DM08_ITA: EQK - Seismic A1+M1+R1



Design Section 5: SLS



Nella tabella seguente si riporta la sintesi dei risultati delle analisi.

	Spostamento paratia (cm)	Momento paratia (kN-m/m)	Taglio paratia (kN/m)	TSF Comb.paratia	TSF V paratia	FS % passiva mobilitata (analisi NL)
Modello valori caratteristici	12.11	1751.7	348.97	0.973	0.884	2.903
Comb. 1: A1+M1+R1	4.14	995.37	211.3	0.553	0.535	3.81
Comb. 2: A2+M2+R1	8.13	1155.5	228.29	0.642	0.578	2.535
EQK - Seismic A1+M1+R1	12.11	1751.7	348.97	0.973	0.884	2.903
SLS	4.00	746.53	159.13	0.415	0.403	3.836

6.3. Verifica a flessione

Si verifica la sezione quadrata di lato 1,00m armata simmetricamente con $\phi 26$ passo 10cm.

Momenti di rottura in flessione retta

angolo asse neutro	M	esup	y	einf	y
(+) 0.87	-1801	-0.00165	1.00	0.01000	0.07
(-) 0.13	1801	0.01000	0.93	-0.00165	0.00

La verifica è soddisfatta essendo:

$$M_{Ed} = 1751.7 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 1801 \text{ kNm/m}$$

6.4. Verifica a taglio

La verifica di resistenza di elementi in c.a. sprovvisti di specifiche armature trasversali resistenti a taglio si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (1)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

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

Con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.465 \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.328$$

e dove

$d = 925$ è l'altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d) = 0.006$ è il rapporto geometrico di armatura long. (≤ 0.02)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0$ è la tensione media di compress. della sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$)

$b_w = 1000$ è la larghezza minima della sezione (in mm)

da cui si ottiene:

$$VRd = 410 \text{ kN/m} \quad (> VRd \text{ min} = 304 \text{ kN/m})$$

Non è necessario verificare l'armatura a taglio essendo soddisfatta la relazione (1):

$$V_{Ed} = 349 \text{ kN/m} < VRd$$

Per la verifica degli elementi strutturali che costituiscono la paratia, si considera che, oltre alla spinta delle terre, l'opera sia soggetta anche alla spinta dovuta al sovraccarico mobile transitante sulla strada posta immediatamente a monte.

Nelle configurazioni 1 e 2 si è considerato un sovraccarico accidentale a monte della paratia di 10 kN/m², per la presenza dei mezzi di cantiere; nella configurazione di esercizio (Stage 3), il sovraccarico considerato è di 20 kN/m².

Nello Stage 3 viene calcolata la spinta del terreno in condizioni sismiche considerando il metodo automatico implementato dal programma, partendo da un valore dell'accelerazione sismica orizzontale di:

$$ah = kh \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 0.25 g = 0.15 g$$

avendo assunto i seguenti valori dei coefficienti di deformabilità e spostamento:

$\alpha = 1,0$ per sottosuolo tipo C e altezza paratia H = 10m;

$\beta = 0,6$ per $u_s \cong 0.02$ m (massimo spostamento tollerato, < 0,005 H).

I tiranti passivi sono composti da 3 trefoli da 0,6" di diametro. Essi sono disposti su un unico ordine ad un interasse di 2,5 m sull'orizzontale, a 0,5 m dalla sommità della trave di coronamento.

La lunghezza dei tiranti è fissata in modo tale che il bulbo d'ancoraggio cada sicuramente al di fuori del cuneo di spinta.

I parametri che caratterizzano i tiranti nella modellazione di calcolo adottata per le verifiche delle paratie sono i seguenti

E = modulo elastico dei trefoli = 2,1 E+8 kN/m²

A = area del singolo trefolo da 0,6" = 1,4 E-4 m²

n = numero dei trefoli di cui è composto il tirante = 3

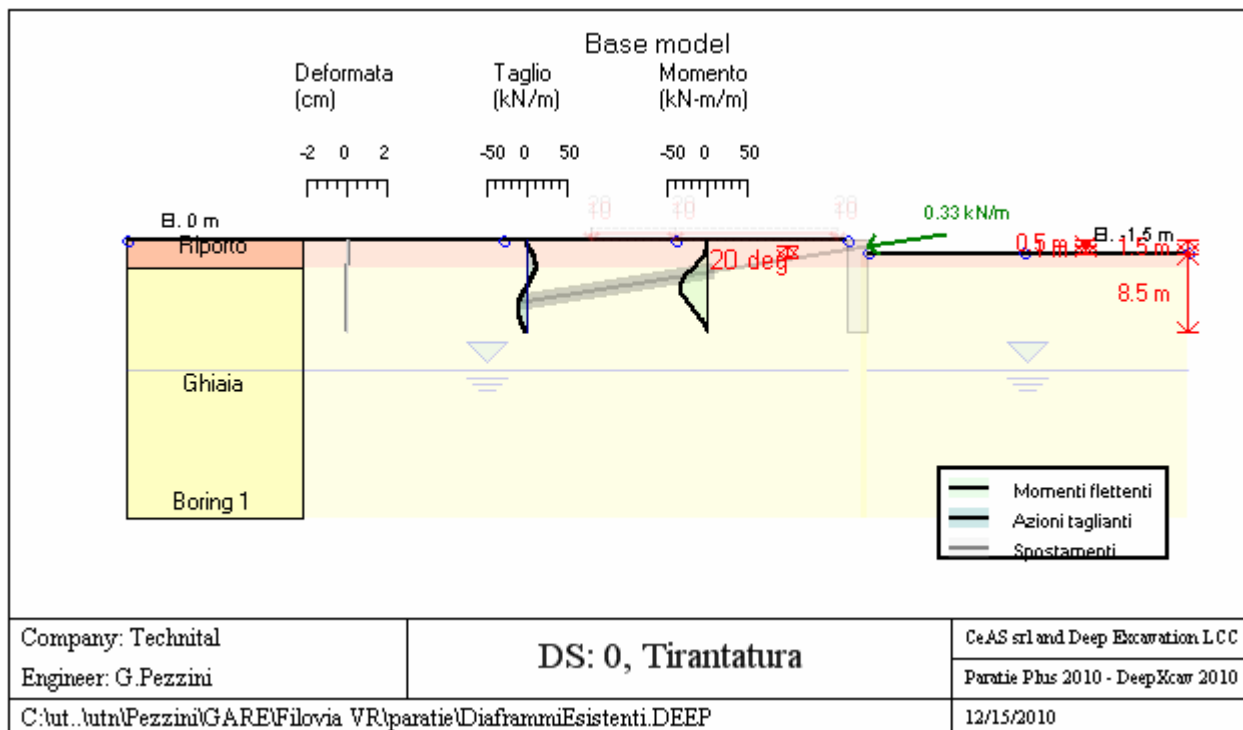
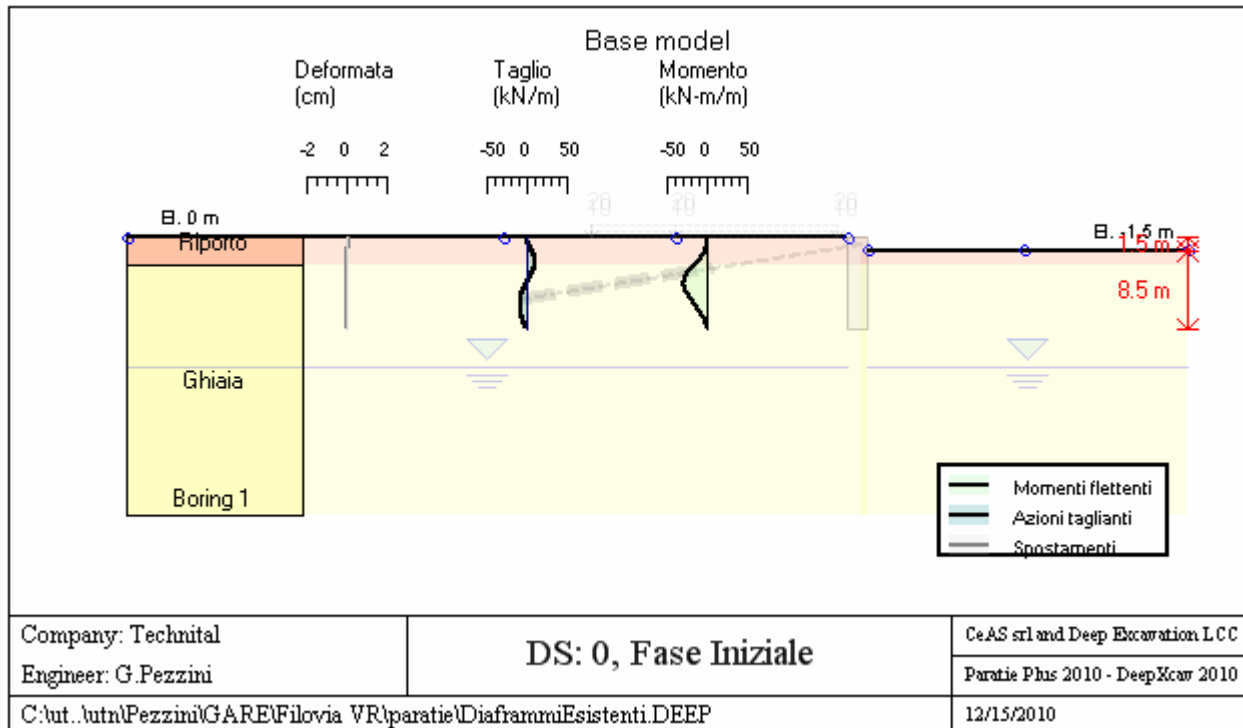
l = lunghezza totale del tirante = 18m di cui 10m di bulbo

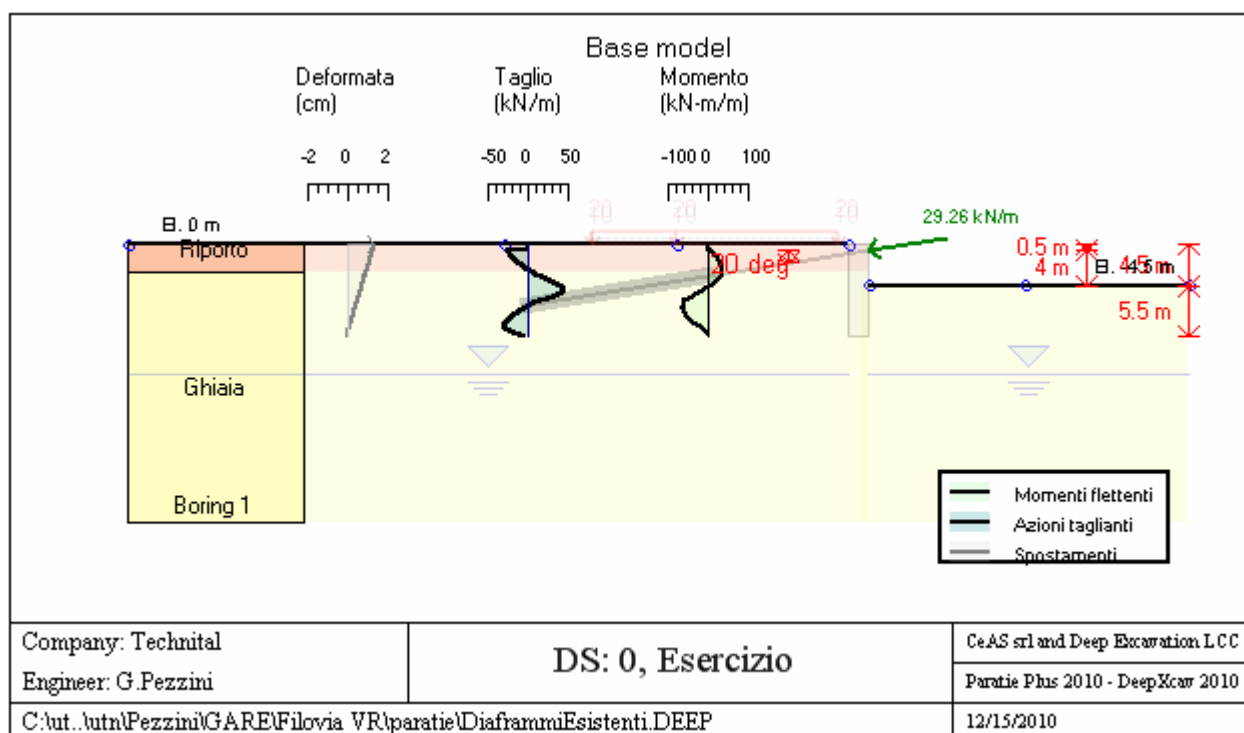
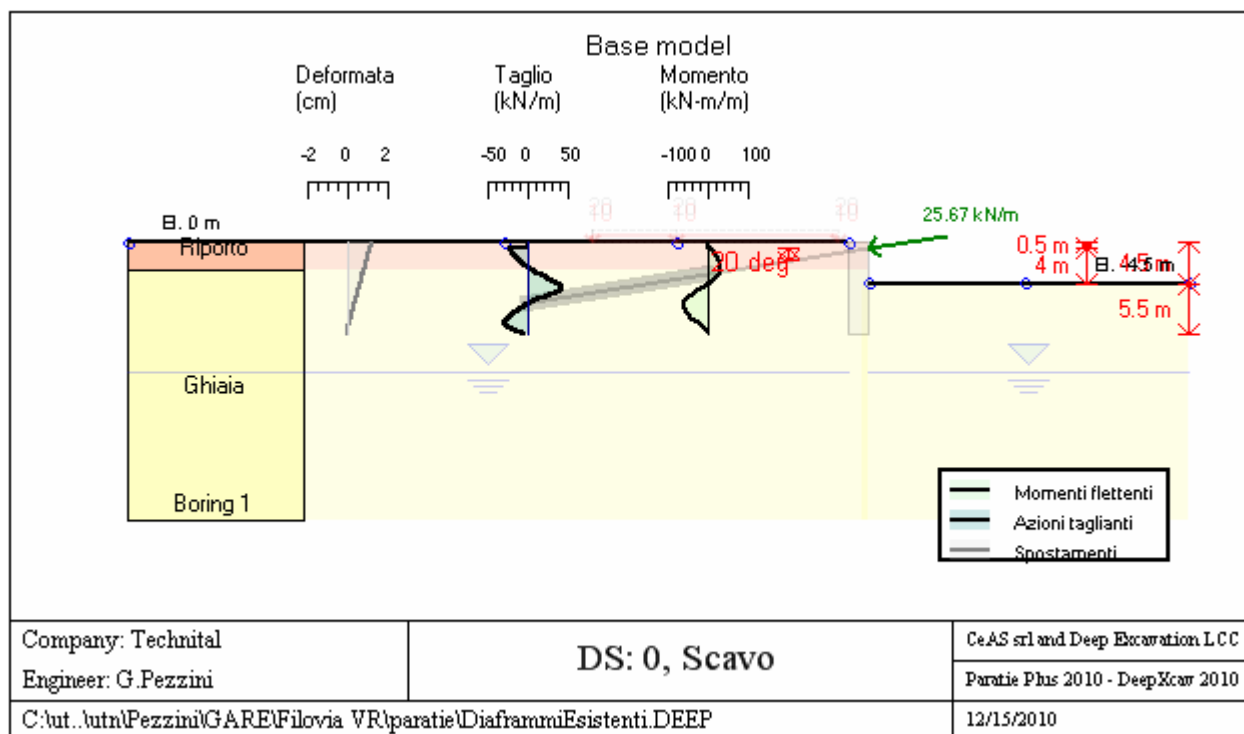
i = interasse dei tiranti sull'orizzontale = 2,5 m

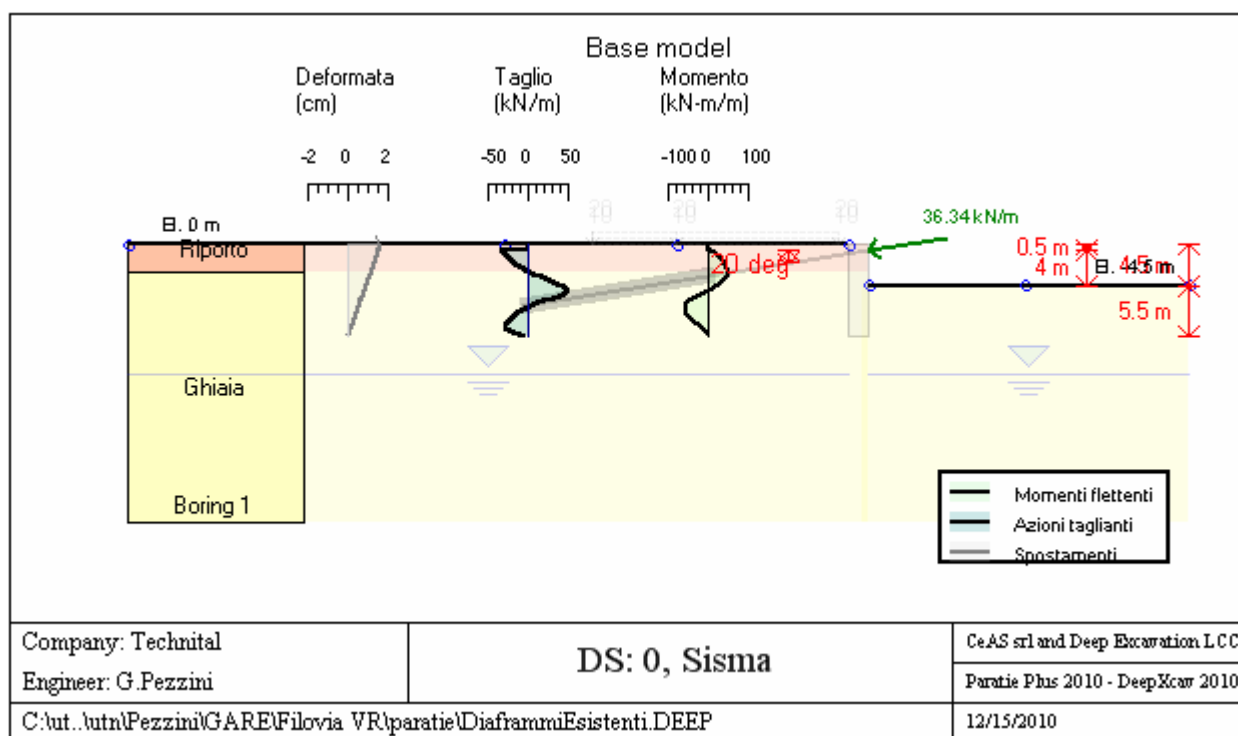
α = inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale = 20°

7.2. Risultati

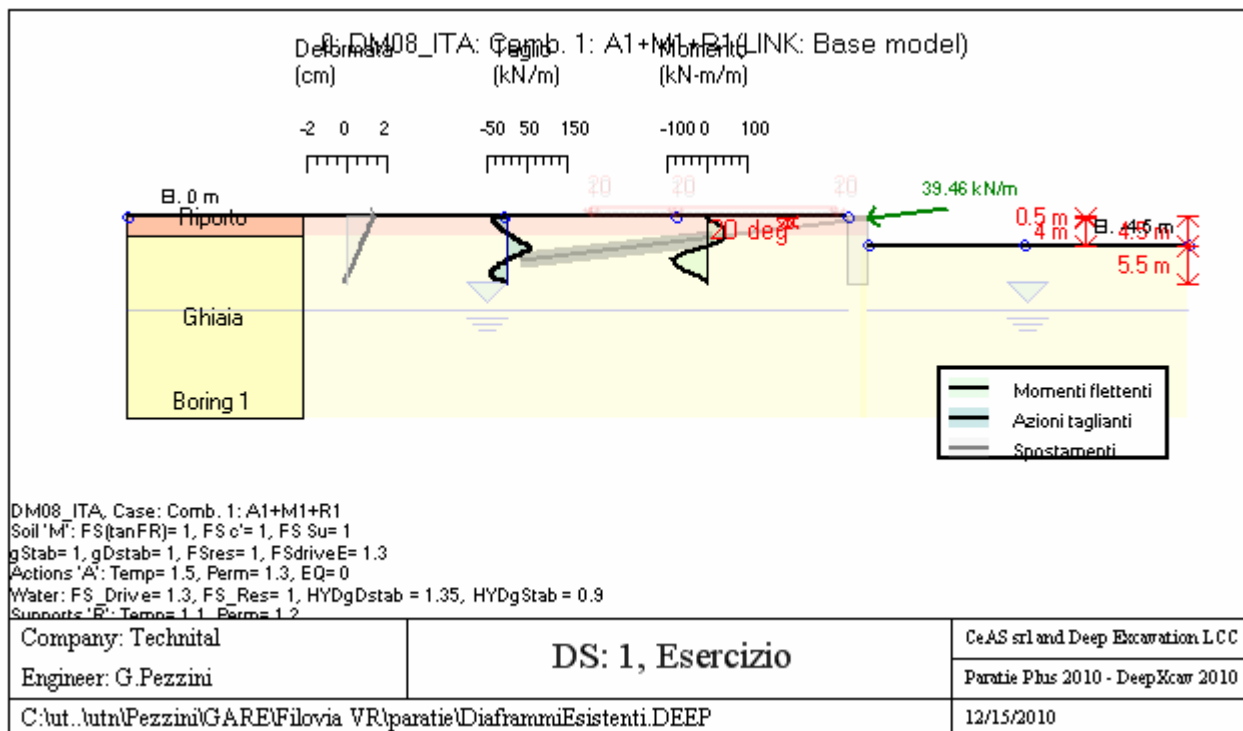
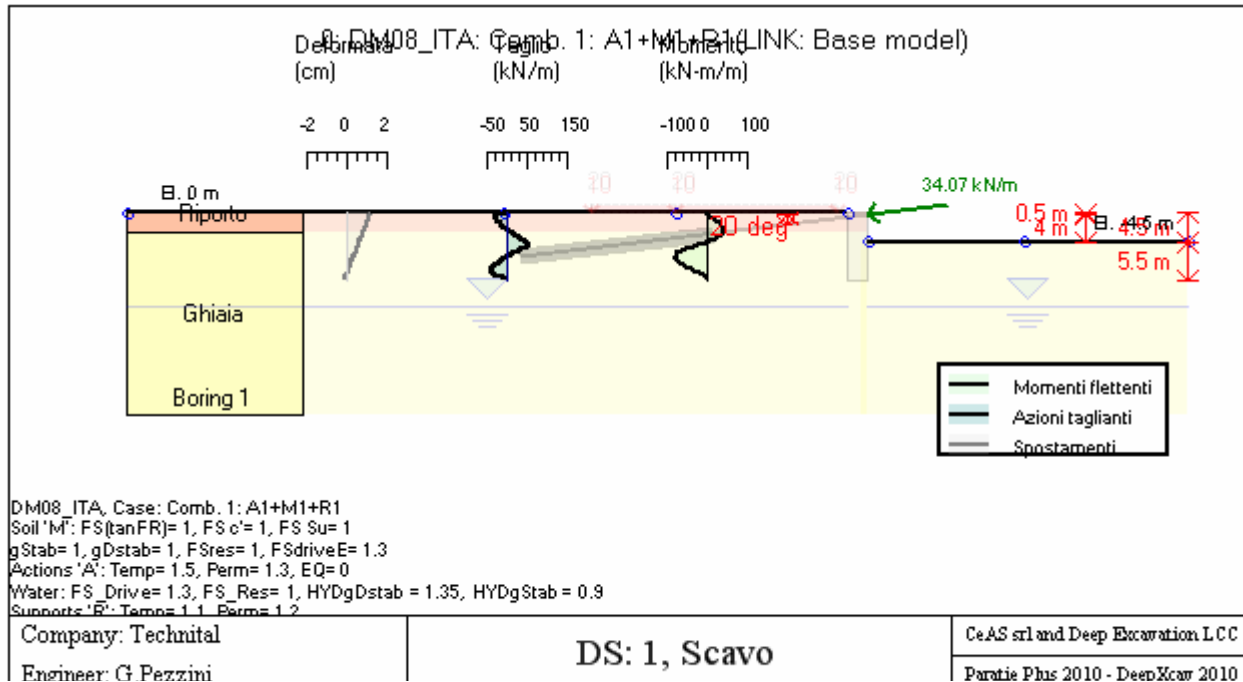
Design Section 0: Base model



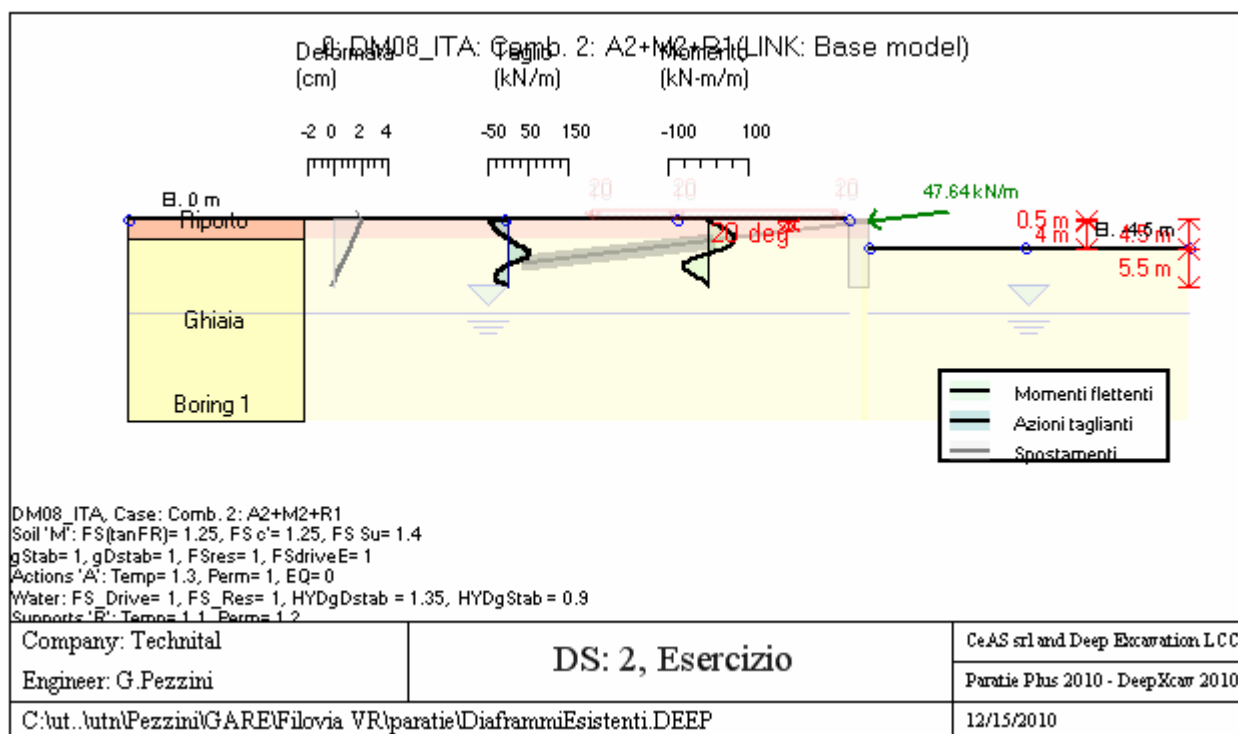
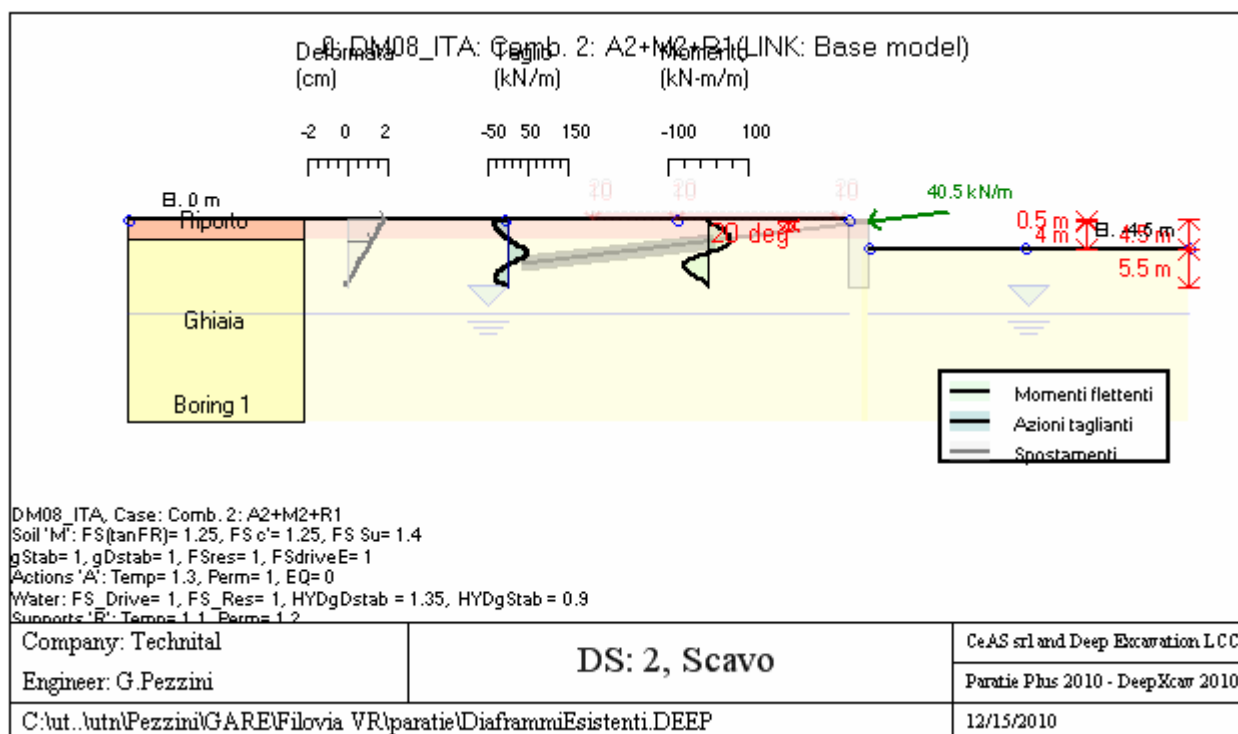




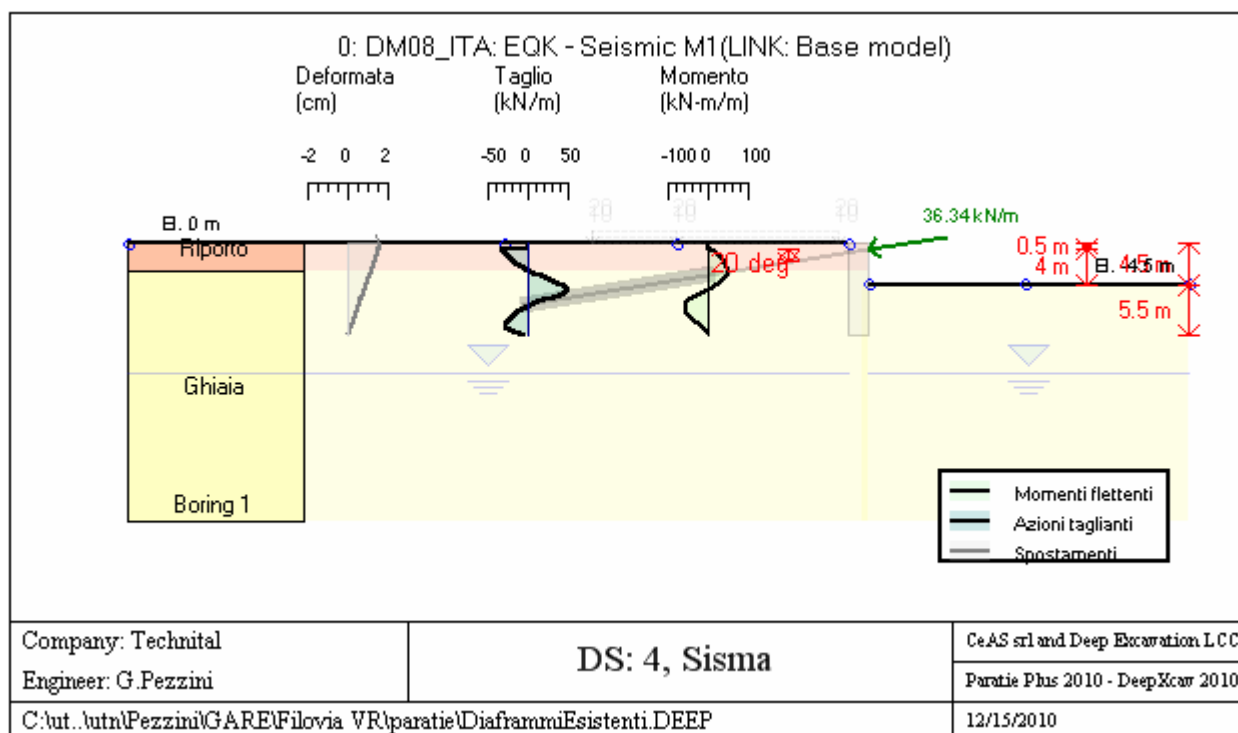
Design Section 1: 0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1



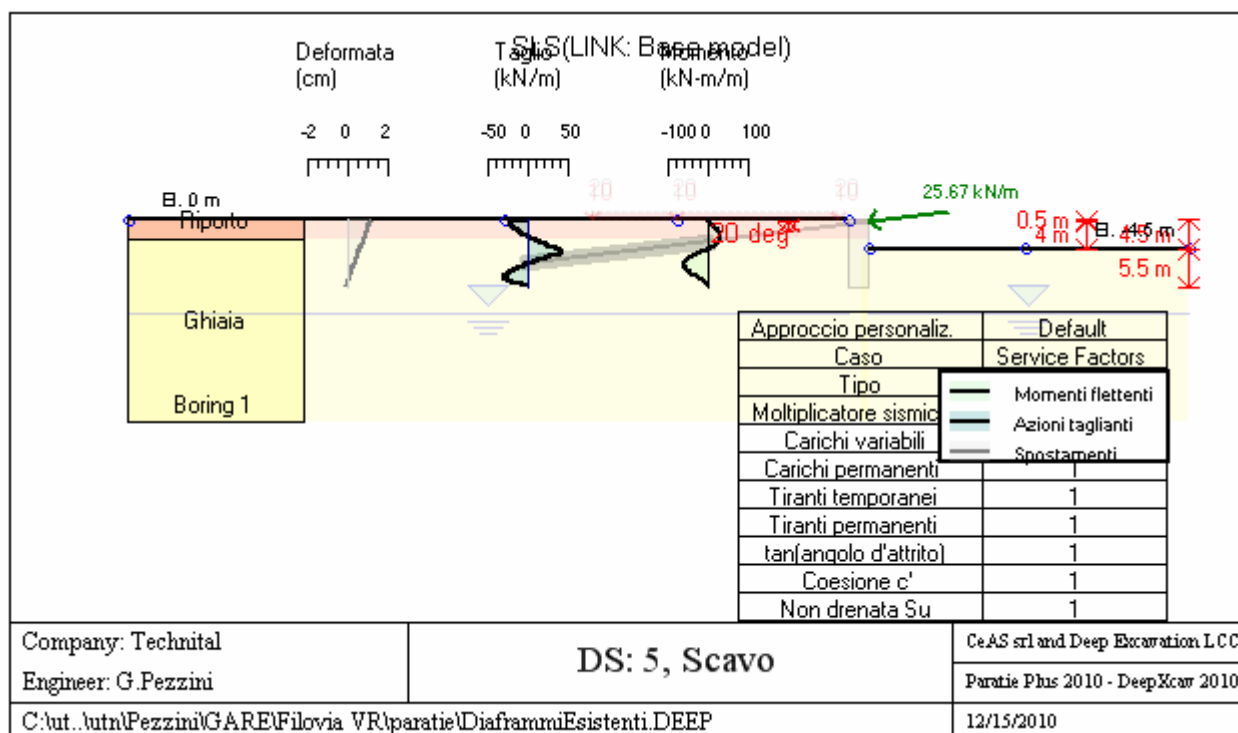
Design Section 2: 0: DM08 ITA: Comb. 2: A2+M2+R1

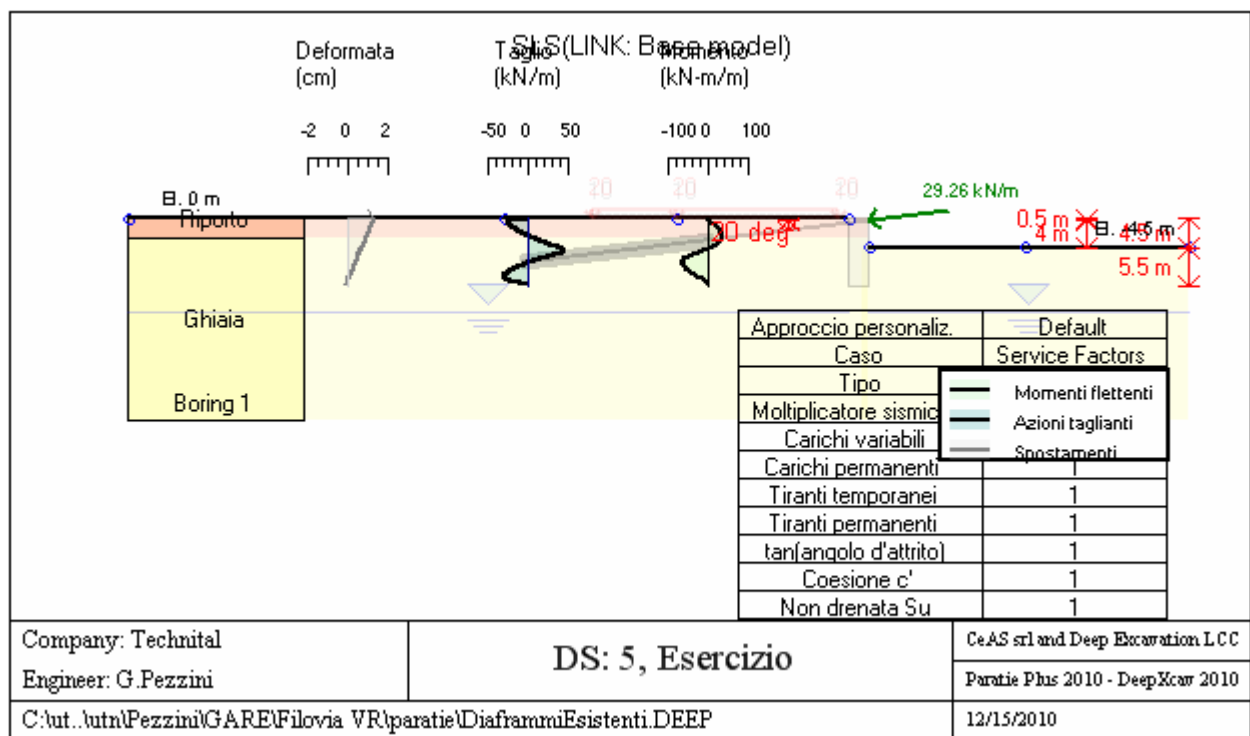


Design Section 4: 0: DM08_ITA: EQK - Seismic A1+M1+R1



Design Section 5: SLS





Nella tabella seguente si riporta la sintesi dei risultati delle analisi.

	Spostamento paratia (cm)	Momento paratia (kN-m/m)	Taglio paratia (kN/m)	Max. reazione vincoli (kN/m)	TSF vincoli	TSF sfilamento tirante	FS % passiva mobilitata (analisi NL)	Vera/Attiva (analisi NL)
Base model	1.63	62.78	48.96	36.34	0.134	0.26	2.911	1.072
Comb. 1: A1+M1+R1	1.38	82.6	59.95	39.46	0.145	0.339	3.386	1.102
Comb. 2: A2+M2+R1	2.17	67.04	55.72	47.64	0.175	0.318	2.293	1.034
EQK - Seismic M1	1.61	57.24	48	35.84	0.132	0.257	2.936	1.063
EQK - Seismic M2	2.44	85.04	55.64	54.13	0.199	0.362	1.999	1.017
SLS	1.33	62.78	45.14	29.26	0.108	0.21	3.413	1.104

7.3. Verifiche

Lo spostamento massimo allo SLS si ottiene in testa al diaframma e vale circa 1,3 cm ($\cong H / 770$). Tale spostamento è sicuramente compatibile con la funzionalità dell'opera.

La verifica strutturale dei tiranti è ampiamente soddisfatta, come si può vedere nella colonna **"TSF vincoli"**.

Anche la verifica allo sfilamento dei tiranti è soddisfatta come si può riscontrare nei valori di colonna **"TSF sfilamento tirante"** per le combinazioni pertinenti : **Comb. 1: A1+M1+R1** e **EQK - Seismic M1**.

Qui di seguito si riporta, per maggior chiarezza, il calcolo del carico di progetto allo sfilamento:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,p}}$$

dove:

$$\gamma_{Ra,p} = 1.2 \quad (\text{per tiranti permanenti})$$

$$R_{a,k} = \pi \, ds \, L_s \, q / 1.8$$

ds = α D = diametro del tratto iniettato = 20 cm;

Ls = lunghezza del tratto iniettato = 10 m

q = resistenza tangenziale all'interfaccia iniezione-terreno = 100 kPa

$$R_{a,k} = \pi \, ds \, L_s \, q / 1.8 = 348,9 \text{ kN}$$

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,p}} = 348,9 / 1.2 = 290,7 \text{ kN}$$

La massima reazione agente sui tiranti si ha in esercizio nella combinazione A1+M1+R1:

$$T_{Ed} = 39.46 \times 2.5 = 98.65 < R_{ad}$$

La verifica allo sfilamento è pertanto soddisfatta:

$$TSF = T_{Ed} / R_{ad} = 0.339$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni sul diaframma si evidenzia che i momenti e i tagli indotti sulla paratia dalle operazioni di scavo rimangono modesti grazie ai tiranti precedentemente realizzati.