

**ASSE VIARIO MARCHE – UMBRIA
E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA
MAXI LOTTO 2**

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA DIRETTRICE PERUGIA ANCONA:
SS. 318 DI “VALFABBRICA”. TRATTO PIANELLO – VALFABBRICA
SS. 76 “VAL D’ESINO”. TRATTI FOSSATO VICO – CANCELLI E ALBACINA – SERRA SAN QUIRICO
“PEDEMONTANA DELLE MARCHE”, TRATTO FABRIANO – MUCCIA – SFERCIA

PERIZIA DI VARIANTE

CONTRAENTE GENERALE:	<i>Il responsabile del Contraente Generale:</i>	<i>Il responsabile Integrazioni delle Prestazioni Specialistiche:</i>
	Ing. Federico Montanari	Ing. Salvatore Lieto

PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese
Mandataria:

			
--	--	---	--

RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE PER L'ATI Ing. Antonio Grimaldi GEOLOGO Dott. Geol. Fabrizio Pontoni COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Michele Curiale			
--	---	--	---

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Iginio Farotti		
--	--	--

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI Viadotto Esino Relazione tecnica e di calcolo paratia provvisoria a protezione scavo per Pila P2	SCALA: -
	DATA: Giugno 2020

Codice Unico di Progetto (CUP) F12C03000050021 (Assegnato CIPE 23-12-2015)

Codice Elaborato:	Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.
	L0703	212	E	13	VI3900	REL	04	B

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto	Controllato	Approvato
A	Maggio 2017	Emissione per progetto esecutivo	PROGIN M. Piscitelli	S. Lieto	A. Grimaldi
B	Giugno 2020	Revisione Generale	PROGIN PROGIN	S. Lieto	A. Grimaldi

I N D I C E

1. INTRODUZIONE.....	3
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI	4
2.2BIBLIOGRAFIA	4
3. DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	9
5.1MODELLO GEOTECNICO.....	10
6. DEFINIZIONE AZIONE SISMICA.....	11
7. VERIFICHE E STATI LIMITE	12
7.1VERIFICHE ALLO SLU.....	12
7.1.1 Pressoflessione.....	12
7.1.2 Taglio.....	13
7.2VERIFICHE ALLO SLE.....	16
7.3VERIFICHE DI FESSURAZIONE	16
7.4VERIFICA DEI MICROPALI	18
8. VERIFICA DEI TIRANTI.....	19
8.1BULBO DI ANCORAGGIO	19
8.2ACCIAIO DI ARMATURA.....	23
9. COMBINAZIONI DI CARICO.....	24
10. VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITA' LOCALE.....	26
11. CRITERI GENERALI DI ANALISI DI PARATIE DI SOSTEGNO	28
11.1METODOLOGIA DI CALCOLO.....	28
11.2COEFFICIENTI DI SPINTA	30
11.2.1 Coefficienti ed Incremento di Spinta in Fase Statica	30
12. CONFIGURAZIONE DELLE OPERE E MODELLI DI CALCOLO	33
13. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	34
14. RISULTATI ANALISI E FASI DI CALCOLO	34
14.1CRITERI DI ANALISI E FASI DI CALCOLO	34
14.2SOLLECITAZIONI, SFORZI E DEFORMAZIONI	37
14.3SINTESI RISULTATI.....	40
14.4VERIFICA DEI TIRANTI	41
14.5VERIFICA STRUTTURALE DEI MICROPALI D220	42
ALLEGATO A	43
TABULATI DI CALCOLO.....	43
dati generali.....	44

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N. prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 3 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	----------------	-----------	-------------------------

1. INTRODUZIONE

Nel presente documento si riporta una descrizione delle caratteristiche di progetto nonché dei criteri e risultati del dimensionamento delle opere di sostegno provvisorie previste per la realizzazione della Pila 2 del Viadotto Esino, quale opera principale di linea ubicata tra le pk 3+387.90 a 3+487.90 (L = 100.0 m) del tracciato di progetto, nell'ambito dei lavori di completamento della direttrice Perugia – Ancona "Pedemontana delle Marche": Sub Lotto 2.2 Tratto Fabriano – Muccia Sfercia.

Le opere di sostegno in questione sono costituite da micropali di diametro $\phi 240$ mm disposti secondo un interasse di 0.40 m. I micropali sono armati con un'armatura tubolare di diametro $\phi 199.7$ e spessore pari a 10mm. E' prevista inoltre la realizzazione di un ordine di tiranti.

Maggiori dettagli a riguardo sono contenuti negli elaborati grafici di riferimento.

Trattandosi di opere a carattere provvisoria, per le quali si prevede un esercizio non superiore ai 2 anni, i dimensionamenti e relative verifiche sono state condotte esaminando la sola condizione statica, in accordo a quanto indicato al prg 2.4.1 del DM 14.01.08.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N. prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 4 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	----------------	-----------	-------------------------

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

La redazione della presente relazione è stata condotta nel rispetto della normativa in vigore, in particolare:

Normative sulle costruzioni

- D.M. 14.01.2008: "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 02.02.2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"

Normative sulle strutture in c.a, in c.a.p. e acciaio

- Legge 05.11.1971, n.1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 14.02.1974, n. 11951).
- D.M. 16.01.1996: "Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 04.07.1996, n. 156 AA.GG./STC).
- Circolare n.156AA/STC del 04.07.1996 "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996".
- D.M. 14.02.1992: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. 09.01.1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 15.10.1996, n. 252 AA.GG./STC).

Normativa sui terreni, opere di sostegno, opere di fondazione

- D.M 11.03.1988: "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" e relative istruzioni (Circ. Min. LL.PP. 24.09.1988, n. 30483).
- Circ. Min. LL.PP. 09.01.1996, n. 218/24/3 "Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della redazione geotecnica".

2.2 BIBLIOGRAFIA

- Lancellotta R. (1993): "Geotecnica". Edizioni Zanichelli.
- Lancellotta R., Calavera J. (1999): "Fondazioni". Ed. McGraw-Hill.
- Viggiani C. (2000): "Fondazioni". Ed. CUEN.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3900	Id.doc REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 5 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto in esame si estende dalle progressive chilometriche 3+387.90 a 3+487.90 (L = 100.0 m) ed è costituito da due spalle e due pile.

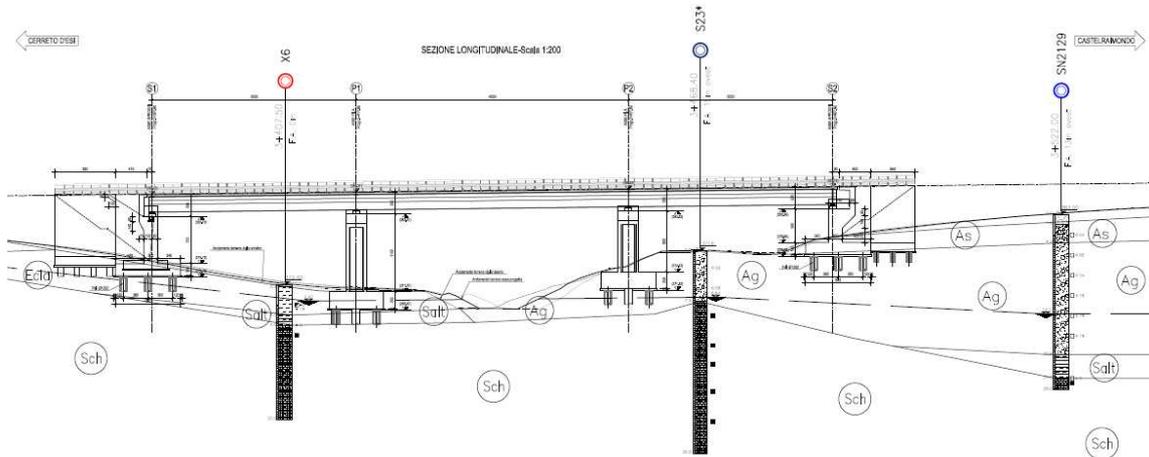


Figura 1 – Sezione longitudinale viadotto Esino

In corrispondenza della pila P2, sono previste delle opere provvisionali a protezione degli scavi.

Le opere di sostegno in questione sono costituite da micropali di diametro $\phi 240$ mm disposti secondo un interasse di 0.40 m. I micropali sono armati con un'armatura tubolare di diametro $\phi 199.7$ e spessore pari a 10mm. E' prevista inoltre la realizzazione di un ordine di tiranti.

Nella presente relazione sono riportati i calcoli di dimensionamento delle opere a sostegno dello scavo necessario per l'esecuzione della tratta in artificiale.

Si riportano di seguito uno stralcio planimetrico, un profilo longitudinale ed una sezione tipologica delle opere in progetto.

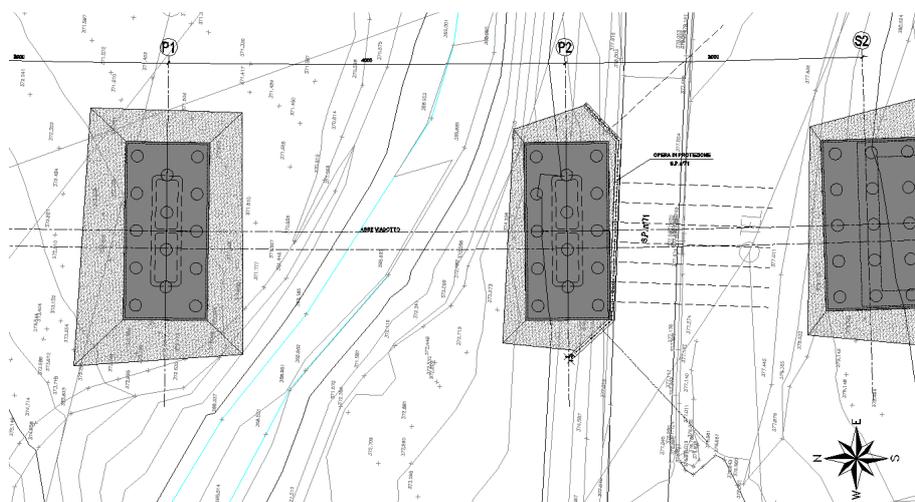


Figura 2 – Stralcio Planimetrico

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3900	Id.doc REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 6 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

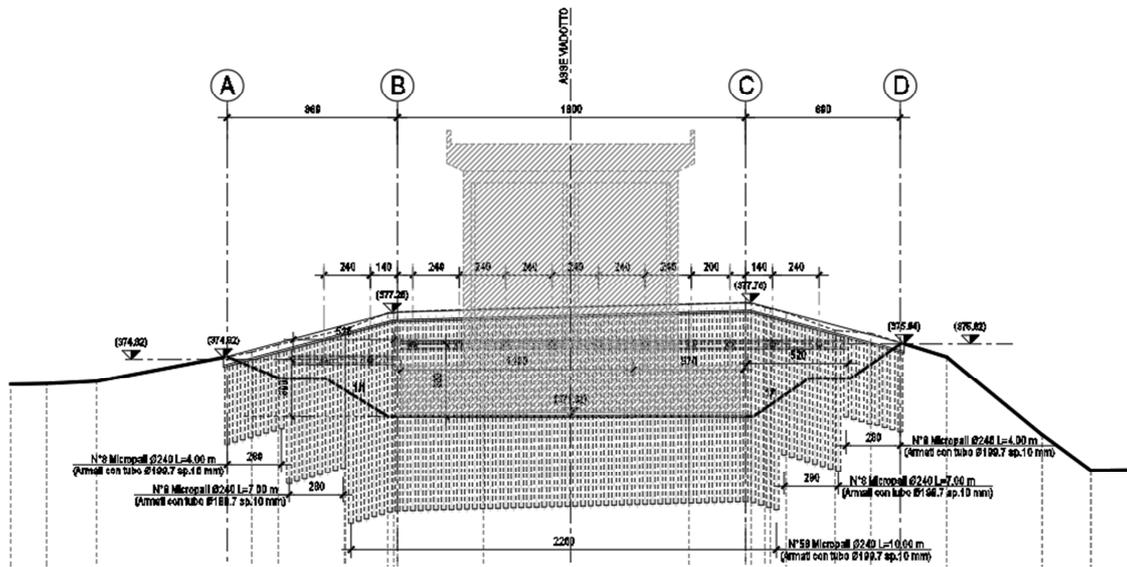


Figura 3 – Sviluppata paratia

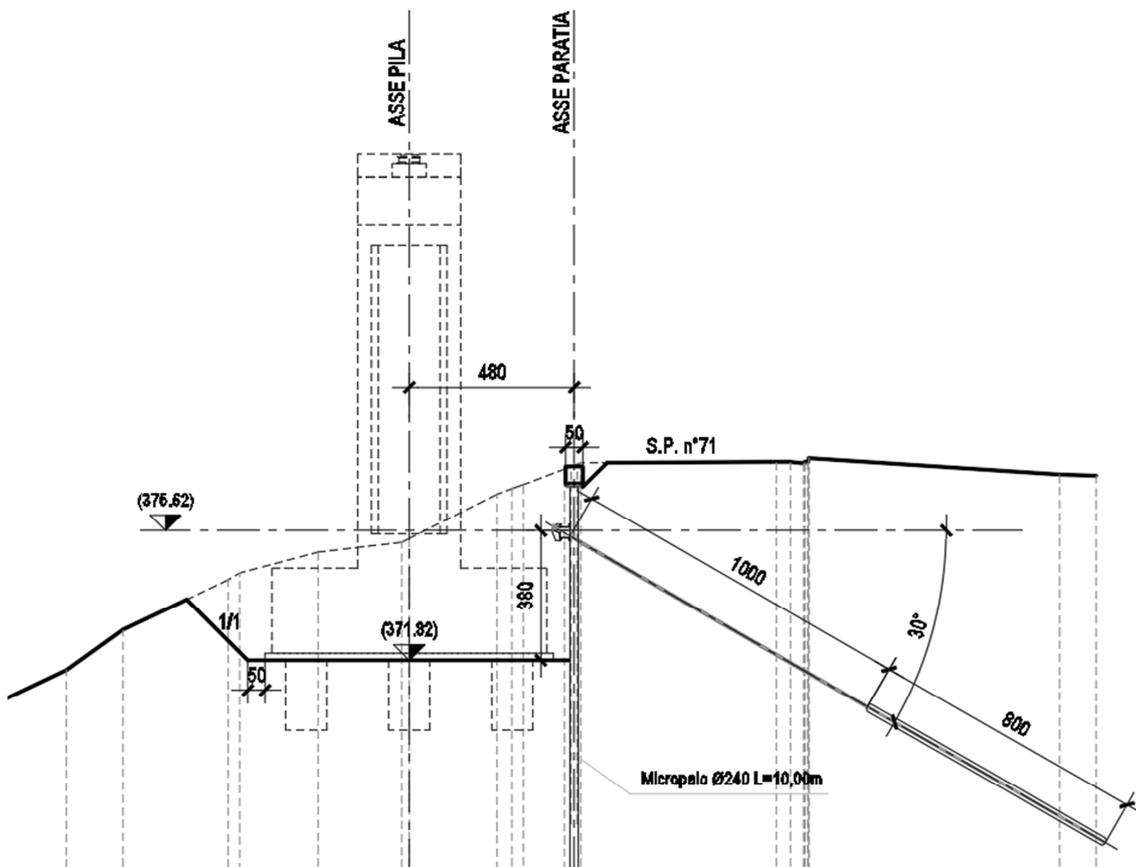


Figura 4 – Sezione palificata imbocco naturale

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano qui di seguito le caratteristiche prestazionali dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione dei rivestimenti definitivi.

Calcestruzzo per opere provvisionali

Tipo (secondo UNI EN 206-1):	C25/30 (ex Rck=45 MPa)
Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg):	f _{ck, cube} ≥ 30 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg):	f _{ck} ≥ 25 MPa
Modulo elastico secante:	E _{cm} = 30'500 MPa
Rapporto massimo acqua / cemento	A/C ≤ 0.55
Classe di esposizione ambientale:	XC2

Acciaio per cemento armato

Tipo:	B 450 C (ex Fe B 44k)
Tensione caratteristica di rottura a trazione:	f _{tk} ≥ 540 MPa
Tensione caratteristica di snervamento:	f _{yk} ≥ 450 MPa
Tensione di calcolo (γ _s =1.15):	f _{yd} = 450 / 1.15 = 391 MPa
Modulo elastico:	E = 210'000 MPa

Acciaio per carpenteria metallica (profilati per travi di ripartizione e tubolari per micropali)

Tipo:	S 355 (ex Fe 510)
Tensione caratteristica di rottura a trazione:	f _{tk} ≥ 490 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento:	f _{yk} ≥ 355 N/mm ²
Tensione ammissibile:	σ _{amm} = 240 N/mm ²
Tensione di calcolo (γ=1.15):	f _{yd} = 355 / 1.15 = 308 N/mm ²
Modulo elastico:	E = 210'000 N/mm ²

Acciaio armonico (tiranti a trefoli)

Area del singolo trefolo:	A = 139 mm ²
Tensione minima all' 1% di def sotto carico:	f _{p(1)k} = 1'670 N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura a trazione:	f _{ptk} = 1'860 N/mm ²

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 8 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

Tensione ammissibile:

$$\sigma_{amm} = 1001 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di calcolo ($\gamma=1.15$):

$$f_{yd} = 1'670 / 1.15 = 1'452 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico:

$$E = 200'000 \text{ N/mm}^2$$

Malta di iniezione (tiranti)

Rapporto massimo acqua / cemento:

$$A/C \leq 0.50$$

Resistenza cubica caratteristica ($t=7$ gg):

$$f_{ck, cube} \geq 30 \text{ N/mm}^2$$

Additivo antiritiro

5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

L'area del tracciato stradale in oggetto si sviluppa nell'Appennino Umbro-Marchigiano e per tutta la sua estensione ricade interamente nel "Bacino di Camerino", un bacino minore di una più ampia struttura di età miocenica. Le successioni attraversate appartengono al Bacino Marchigiano Interno e le età formazionali sono comprese tra il Turoniano (Scaglia Rossa) e il Messiniano Superiore (Formazione a Colombacci), a queste vanno aggiunti i depositi alluvionali terrazzati, i detriti di versante ed i depositi eluvio colluviali di età pleistocenica-olocenica.

Nelle vicinanze e in corrispondenza dell'opera sono state eseguite le indagini, elencate nella seguente tabella.

Tabella 1 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite per il viadotto Esino

Sondaggio	Profondità [m]	Quota boccaforo [m] s.l.m.	n. prove SPT	Prelievo campioni	Strumentazione installata
X6	20.0	372.60	2	C.I.: 1 C.L.: 1	T.A.[3÷20]
S23	30.0	377.60	2	C.L.: 5	T.A.[0÷30]
SN2129	26.0	384.23	7	C.R.: 7 C.L.: 1	T.A.[3÷26]

C.I. = Campione indisturbato
 C.L. = Campione litoide
 C.R. = Campione rimaneggiato
 TA [m]: Piezometro a Tubo Aperto [profondità tratto filtrante]

Nella seguente tabella si riportano le letture piezometriche eseguite nei tre sondaggi.

Tabella 2 – Letture piezometriche eseguite per il viadotto Esino

SONDAGGIO	Quota boccaforo m s.l.m.	Min (m s.l.m.)	Max (m s.l.m.)	MEDIA (m s.l.m.)
S23	377.60	370.31	370.76	370.55
SN2129	384.23	366.53	369.50	367.78
X6	372.6	369.90	370.18	370.04

SONDAGGIO	Quota boccaforo m s.l.m.	Min (m da pc)	Max (m da pc)	MEDIA (m da pc)
S23	377.60	6.84	7.29	7.05
SN2129	384.23	14.73	17.70	16.45
X6	372.60	2.42	2.70	2.56

La stratigrafia in corrispondenza pila 2 del viadotto è indicata nella tabella seguente:

Stratigrafia	Pila 2 (quota di riferimento testa palo)	
Unità geotecnica	Profondità [m]	
Ag	0.0÷4.0	Depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi
Salt (**)	4.0÷5.5	Substrato alterato limoso argilloso
Sch	>5.5	Formazione dello Schlier

Falda: a 1.0 m da testa palo
 (**) considerato cautelativamente per il dimensionamento delle fondazioni della pila 2

I parametri geotecnici considerati per l'opera in esame sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 3 – Parametri geotecnici per il viadotto Esino

	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E_o [MPa]	$\sigma_{c,media}'$ [MPa]	E'_{op} [MPa]
ECl _a	19.0	24÷27	5÷15	100	100÷400	-	-
Ag	19.0	38	0	-	200÷600	-	-
Salt	20.0	27	20	200	150÷600	-	-
Sch	23.0	26	50	-	-	0.6	20+5.75·z per z < 40m 250+0.8·z per z > 40m

γ = peso di volume naturale
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio
 c' = coesione drenata
 c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate
 E_o = modulo di deformazione elastico iniziale
 $\sigma_{c,media}'$ = resistenza a compressione monoassiale media
 E'_{op} = modulo di deformazione elastico operativo

5.1 MODELLO GEOTECNICO

Sulla base della informazioni presenti nella Relazione geotecnica generale sulle opere all'aperto (cod. elaborato L0703212E02GE00001REL01) e riportate al paragrafo precedente, il modello geotecnico stratigrafico assunto nelle analisi è quello riportato di seguito:

Estradosso Cordolo paratia da p.c.		0	m				
	Litotipo	Potenza m	γ KN/m ³	c' KPa	ϕ' °	E'_{vc} MPa	E'_{ur} MPa
0							
FALDA							
-1.0	Unità Ag (Depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi)	4	19	0	40	80	128
-4							
-5.5	Unità Salt (Substrato alterato limoso argilloso)	1.5	20	20	28	70	210
	Formazione dello Schlier-Sch (marna argillosa)		23	0	27	80	128

Cautelativamente il livello di falda è stato assunto a -1.0m da testa cordolo.

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord**

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc. REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 11 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

6. DEFINIZIONE AZIONE SISMICA

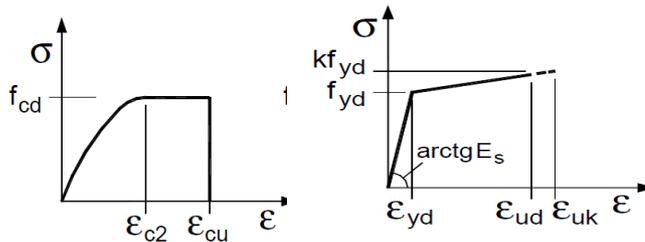
Avendo l'opera un carattere prettamente provvisoriale con vita nominale inferiore ai 2 anni, in accordo con la normativa vigente [NTC – 2.4.1], l'analisi sismica dell'opera non è stata effettuata.

7. VERIFICHE E STATI LIMITE

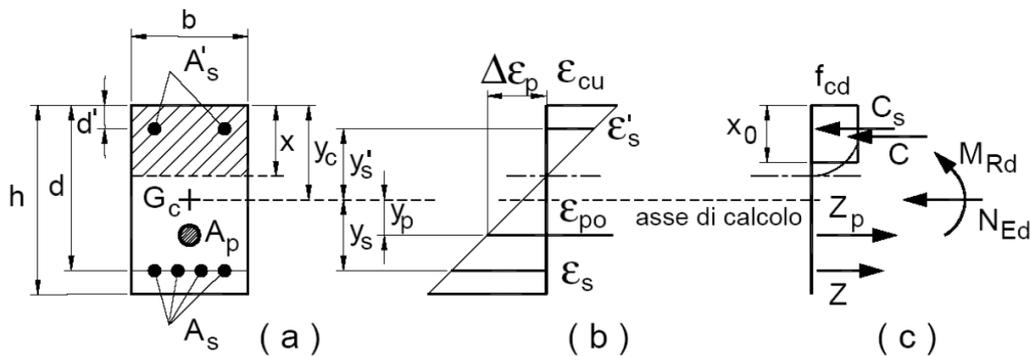
7.1 VERIFICHE ALLO SLU

7.1.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC08, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

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

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

7.1.2 Taglio

La resistenza a taglio VRd della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

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

$$\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$$

d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;

b_w = 1000 mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio VRd è il minimo tra la resistenza a taglio trazione VRsd e la resistenza a taglio compressione VRcd

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

Essendo:

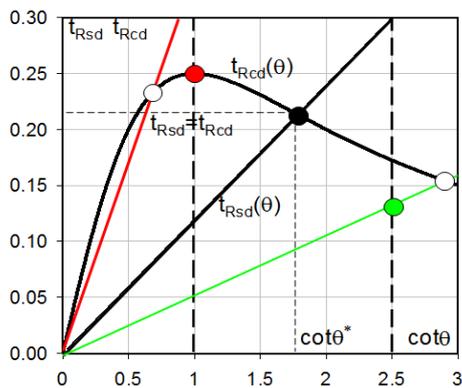
$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC08, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VB900	Id.doc REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 14 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

- Se la $\cot\theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\cot\theta^*$ è maggiore di 2.5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot\theta=2,5$.
- Se la $\cot\theta^*$ è minore di 1.0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot\theta=1,0$.



L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato :

$$\cot\theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$
		1,25	per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd}$
		$2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.



QUADRILATERO

Marche Umbria S.p.A.

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc. REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 15 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

7.2 VERIFICHE ALLO SLE

Le verifiche allo stato limite di esercizio vengono eseguite esclusivamente sui rivestimenti definitivi della galleria artificiale poiché le opere di protezione hanno carattere provvisoria.

In riferimento al punto 4.1.2.2 delle NTC sono contemplate le verifiche delle prestazioni che la struttura deve essere in grado di garantire in esercizio sotto l'azione dei carichi di esercizio. Esse sono inoltre ampiamente descritte nella Circolare Applicativa nei diversi approcci rigorosi e semplificati. In particolare, sono da effettuarsi verifiche di:

- verifiche di fessurazione;
- verifica di limitazione delle tensioni in esercizio.

7.3 VERIFICHE DI FESSURAZIONE

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]. Il calcolo eseguito per le verifiche in questione fa fede a quanto riportato al 4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione della Normativa NTC2008.

La classe di esposizione scelta, in riferimento alle NTC, è la XA3. Le condizioni ambientali si considerano aggressive e le armature sono acciai ordinari, quindi "poco sensibili".

L'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

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	$\leq w_1$

Lo stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Per la NTC i limiti da verificare sono quindi:

combinazione frequente: $w_2 = 0.3 \text{ mm}$

combinazione quasi permanente: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$



QUADRILATERO
Marche Umbria S.p.A.

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc. REL	N. prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 17 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

7.4 Verifica Dei Micropali

La verifica dei micropali va effettuata rispetto alle massime sollecitazioni di Analisi relative alle combinazioni STR, statiche e sismiche.

Le verifiche sono state in particolare condotte secondo quanto specificato al prg "4.2.4.1.2 Resistenza delle membrature", tenendo conto in particolare delle specifiche relative ai casi di taglio e flessione; in queste condizioni di sollecitazione infatti, se il taglio di calcolo supera un valore critico ($0.5 V_{c,Rd}$) la resistenza a flessione di calcolo a flessione e taglio si ottiene da quella a flessione pura secondo le formulazione nel seguito espote, rimandando per i dettagli a quanto riportato in dettaglio nel paragrafo del DM 14.01.08:

Taglio critico di calcolo

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad (4.2.31)$$

Se la condizione 4.2.31 risulta soddisfatta, è possibile trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione

Momento resistente del profilo in presenza di taglio di calcolo superiore al valore critico

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd} \quad (4.2.33)$$

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad (4.2.32)$$

8. VERIFICA DEI TIRANTI

Il dimensionamento geotecnico dei tiranti, con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio, viene effettuato, in accordo a quanto specificato al prg 6.6.2 del DM 14.01.08 con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II già esposte in precedenza nonché di dei coefficienti di sicurezza (R3), riportati nella tabella 6.6.I definita nel già citato DM, ovvero :

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

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto Pd, con la resistenza di progetto **Rad**, determinata applicando alla resistenza caratteristica **Rak** i fattori parziali di cui alla precedente tabella 6.6.I.

La resistenza caratteristica, può essere ottenuta a sua volta applicando ai valori medio e minimo delle

delle resistenze Ra,c stimati con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno, dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio, attraverso le seguenti espressioni :

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}. \quad (6.2.13)$$

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

In definitiva risulta dunque, in generale:

$$\text{Rad} = R_{a,c} / (\xi \times \gamma_R) > P_d$$

Riguardo infine il dimensionamento strutturale dei tiranti, con riferimento alle sollecitazioni massime ottenute nelle combinazioni STR, dovrà risultare analogamente:

$$\text{Rad}^{\text{STR}} = R_k / \gamma_s > P_d$$

Dove:

Rk : è la resistenza caratteristica della sezione di acciaio costituente il tirante.

γ_s : coefficiente parziale sulla resistenza dell'acciaio costituente i tiranti.

8.1 BULBO DI ANCORAGGIO

Di seguito si riportano maggiori indicazioni riguardanti la valutazione della resistenza di progetto della fondazione dei tiranti (tratto attivo) e del coefficiente di sicurezza minimo a sfilamento, in relazione a quanto già specificato al precedente paragrafo.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc. REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 20 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

I bulbi di ancoraggio dei tiranti saranno eseguiti con iniezione di malta cementizia ed additivi ad alta pressione, con il **metodo I.R.S. (Iniezioni Ripetute e Selettive)** attraverso valvole poste ad interasse di circa 1.0 m.

In considerazione delle caratteristiche tecnologiche e della natura dei terreni si valutano le tensioni "caratteristiche" di adesione laterale limite fondazione-terreno $\alpha\tau_{lim}$, riferite al diametro nominale di perforazione, in accordo a quanto suggerito dalla esperienza di Bustamante e Doix, risultando dunque:

$$FS = \frac{Rac}{\gamma_R \xi} = \frac{\pi D_p \alpha\tau_{lim} L_a}{\gamma_R \xi P_d} \geq 1.00$$

dove:

L_a è la lunghezza attiva

D_p è il diametro di perforazione

P_d è lo sforzo di progetto allo stato limite ultimo

$\gamma_R = 1.1 / 1.2$ a seconda se si tratta di tiranti provvisori o definitivi

ξ = coefficiente di correlazione resistenza geotecnica dei terreni, posto nel caso in esame pari ad 1.6

τ_{lim} è la tensione caratteristica di adesione laterale limite fondazione-terreno.

Per la valutazione della tensione tangenziale limite si è fatto riferimento agli abachi di Bustamante & Doix nel caso di iniezioni ripetute e selettive (IRS).

In particolare in considerazione del fatto che le fondazioni dei tiranti sono ubicate nella unità geotecnica denominate Sch (Formazione dello Schlier). Si fa quindi riferimento alla curva R.1 (fig.6.9):

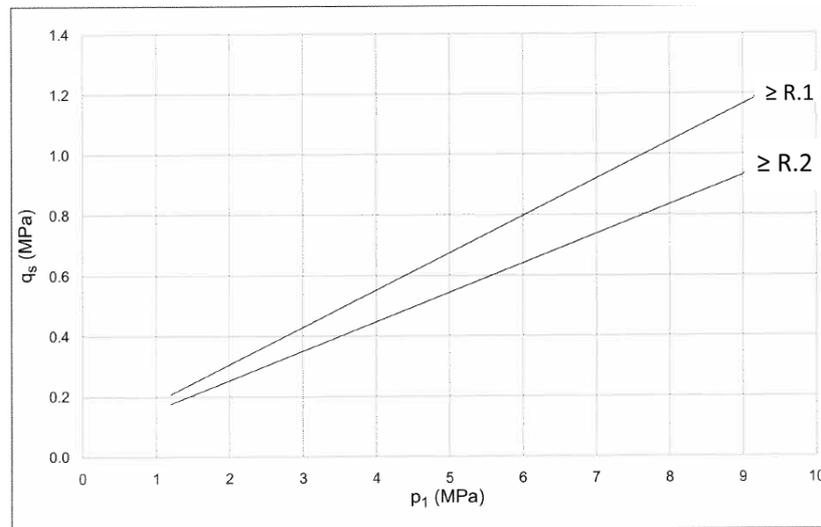


Fig. 6.9 - Resistenza unitaria limite per rocce tenere e fratturate

Si assume cautelativamente, $q_s = 200 \text{ kPa}$

Per quanto riguarda il Coefficiente amplificativo α i valori tipici sono riportati nella tabella seguente:

 Tab. 6.4 - Valori del coefficiente α per la stima del diametro reale della fondazione dell'ancoraggio

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata V_s	Rapporto A/C
	IRS ($p_i \geq p_1$)	IGU ($p_i < p_1$)		
Ghiaia	1,8	1,3 ÷ 1,4	1,5 V_s	1,7 ÷ 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 ÷ 1,8	1,2 ÷ 1,4	1,5 V_s	
Sabbia ghiaiosa	1,5 ÷ 1,6	1,2 ÷ 1,3	1,5 V_s	
Sabbia grossa	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Sabbia media	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Sabbia fine	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Sabbia limosa	1,4 ÷ 1,5	1,5 ÷ 2,0	IRS: (1,5 ÷ 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s	
Limo	1,4 ÷ 1,6	1,1 ÷ 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s	1,7 ÷ 2,4
Argilla	1,8 ÷ 2,0	1,2	IRS: (2,5 ÷ 3) V_s ; IGU: (1,5 ÷ 2) V_s	
Marna	1,8	1,1 ÷ 1,2	(1,5 ÷ 2) V_s per strati compatti	1,7 ÷ 2,4
Calcari marnosi	1,8	1,1 ÷ 1,2	(2 ÷ 6) V_s o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 ÷ 1,2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(2 ÷ 6) V_s o più per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati	1,7 ÷ 2,4
IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione p_1 : pressione limite dalla prova pressiométrica Menard p_i : pressione di iniezione			$V_s = L_f D_s^2 / 4$ L_f : lunghezza della fondazione D_s : diametro reale della fondazione	
Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)				

Nel caso in esame:

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc. REL	N. prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 22 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

$\alpha=1.8$.

In definitiva il valore tensione tangenziale limite $\alpha \cdot q_s$ risulta pari a:

$\alpha \cdot q_s = 200 \cdot 1.8 = 360$ kPa.

Cautelativamente si assume $\alpha \cdot q_s = 300$ kPa.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc. REL	N. prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 23 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

8.2 ACCIAIO DI ARMATURA

In condizioni ultime, lo sforzo massimo di trazione di calcolo P_d ricavato dall'analisi, deve risultare non maggiore dello sforzo di snervamento di progetto dei tiranti N_{yd} ottenuto moltiplicando l'area totale A_t della sezione resistente per la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio $f_{p(1)k}$, fattorizzata con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.15$, ovvero :

$$F_s = \frac{f_{p(1)k} A n_{tr}}{1.15 \cdot P_d} \geq 1.00$$

dove:

$f_{p(1)k}$ è la trazione caratteristica dell'acciaio dei trefoli, all'1% di deformazione totale

A è l'area di ciascun trefolo

n_{tr} è il numero di trefoli per tirante

9. COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni di verifica, le azioni elementari descritte al precedente paragrafo, vanno combinate nei vari stati limite di verifica previsti (Esercizio, Stati limite Ultimo statico e Sismico) in accordo a quanto previsto al punto 2.5.3 delle NTC08, tenendo conto dell'approccio di Verifica Scelto; a tal fine, si riportano per maggiore chiarezza le espressioni generali dei criteri di combinazione delle azioni definiti al 2.5.3 delle DM 14.01.08 :

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

Ai fini della scelta dei coefficienti parziali da applicare alle azioni (γ), la norma definisce inoltre, per il caso specifiche delle paratie di sostegno (Prg 6.5.3.1.2), due possibili approcci progettuali ovvero:

Approccio 1:

Fase Statica: A1+M1+R1 (STR – Combinazione per le verifiche strutturali)

A2+M2+R1 (GEO – Combinazione per le verifiche geotecniche)

Fase Sismica: 1+M1+R1 (EQK-STR – Combinazione per le verifiche strutturali in fase sismica)

1+M2+R1 (EQK-GEO – Combinazione per le verifiche geotecniche in fase sismica)

Approccio 2:

Fase Statica: A1+M1+R3 (STR / GEO – Combinazione per le verifiche strutturali e geotecniche)

Fase Sismica: 1+M1+R3 (EQK- STR/GEO – Combinazione per le verifiche strutturali e geotecniche in fase sismica)

essendo:

A1/A2 : coefficienti amplificativi delle azioni

M1/M2 : coefficienti parziali sulle resistenze dei materiali e del terreno

R1/R2/R3 : Coefficienti di sicurezza minimo nei riguardi del generico Stato limite di Verifica.

Per il caso specifico delle **Paratie**, tali coefficienti sono definite nelle apposite tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.II che nel seguito si riportano per completezza espositiva:

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.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Q1} coefficiente parziale delle azioni variabili.

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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Nell'ambito delle Analisi di seguito esposte, si è fatto riferimento nella fattispecie all'**APPROCCIO 1**, andando ad esaminare tutti gli stati limite ritenuti significativi per il caso delle opere in progetto, secondo quanto specificato al già citato prg "6.5.3.1.2 Paratie" del DM 14.01.08, ovvero:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)
- Stabilità Locale : collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera;
- sfilamento di uno o più ancoraggi, con i criteri di cui al successivo paragrafo 8.2.

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;

- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,

Nell'ambito degli stati limite Ultimi di tipo geotecnico, si è inoltre proceduto ad una verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera; secondo i criteri di cui al successivo paragrafo 15.

Si è infine proceduto con una verifica nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio (SLE), andando a controllare il tasso di lavoro dei materiali/fessurazione per le strutture in calcestruzzo, nonché ad una stima delle deformazioni dell'opera e dei cedimenti del piano limite a tergo.

10. VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITA' LOCALE

Con riferimento alle verifiche geotecniche di Stabilità locale delle opere di sostegno in progetto, il coefficiente di sicurezza nei riguardi di un'eventuale moto rigido dell'opera viene espresso nelle analisi effettuate, in termini di "lunghezza di infissione" della paratia, secondo quanto di seguito esposto:

FS Infissione (Equilibrio Limite): Coefficiente di Sicurezza desunto dall'analisi all'equilibrio limite

$$FS = \frac{\text{Lunghezza di infissione della paratia}}{\text{Max. lunghezza di infissione richiesta}} \quad (11)$$

dove per massima infissione richiesta si intende la lunghezza maggiore calcolata imponendo $FS = 1$ nelle 2 equazioni seguenti:

1) FS alla traslazione:

$$FS = \frac{\text{Risultante delle forze resistenti}}{\text{Risultante delle forze instabilizzanti}}$$

2) FS alla rotazione:

$$FS = \frac{\text{Momento della risultante delle forze resistenti}}{\text{Momento della risultante delle forze instabilizzanti}}$$

Ulteriori indicatori di riferimento per le verifiche SLU GEO, rappresentativi dell'impegno della resistenza del terreno nei riguardi della stabilità locale, sono i seguenti:

Passiva/Vera: Rapporto tra la spinta passiva disponibile e quella effettivamente mobilitata a valle.

Vera/Attiva: Rapporto tra la Spinta di monte e la Spinta Attiva; un valore unitario di tale coefficiente, è rappresentativo del fatto che la paratia ha subito deformazioni tali che la spinta di monte si è ridotta fino al valore di spinta attiva, mentre valori superiori all'unità indicano una condizione di spinta a monte intermedia tra le condizioni a riposo e quelle di stato limite attivo

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord**

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc. REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 27 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

I risultati ottenuti sono riportati in dettaglio nei paragrafi specifici dedicati ai vari casi di calcolo esaminanti, oltre che nei tabulati relativi di calcolo.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3900	Id.doc REL	N. prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 28 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

11. CRITERI GENERALI DI ANALISI DI PARATIE DI SOSTEGNO

11.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

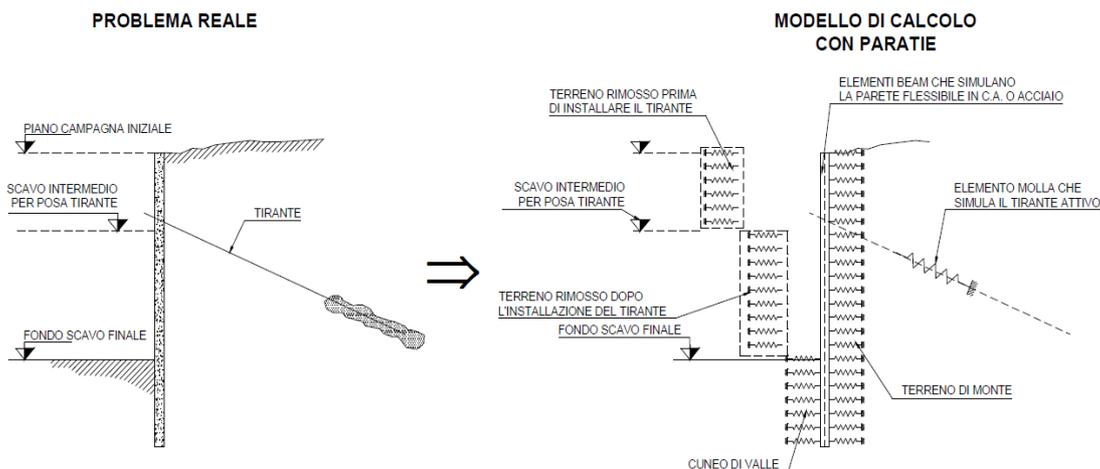
Le analisi finalizzate al dimensionamento delle strutture sono state condotte con il programma di calcolo "Paratie Plus" della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato con delle molle secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".



Al fine di ottenere informazioni attendibili sull'entità delle sollecitazioni e delle deformazioni nelle paratie è necessario poterne seguire il comportamento durante le principali fasi esecutive.

A tal riguardo, l'interazione fra la paratia e il terreno, è simulata modellando la prima con elementi finiti caratterizzati da una rigidità flessionale ed il secondo con molle elasto-plastiche connesse ai nodi della paratia di rigidità proporzionale al modulo di rigidità del terreno. Inoltre, è possibile modellare eventuali elementi di sostegno della paratia (tiranti, puntoni) con molle dotate di opportuna rigidità.

In particolare, la paratia è schematizzata attraverso un diaframma di spessore equivalente ricavato attraverso la seguente espressione:

$$s_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12E_m J_p}{i}}$$

dove:

E_m modulo elastico del calcestruzzo costituente i pali

J_p inerzia della sezione del palo

i interasse dei pali

Il terreno si comporta come un mezzo elastico sino a che il rapporto tra la tensione orizzontale efficace ($\sigma'h$) e la tensione verticale efficace ($\sigma'v$) risulta compreso tra il coefficiente di spinta attivo (k_a) e passivo (k_p), mentre quando il rapporto è pari a k_a o a k_p il terreno si comporta come un mezzo elasto-plastico.

Questo modello, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidità delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidità di ciascuna di esse, k , è data da:

$$k = E / L$$

ove E è un modulo di rigidità del terreno mentre L è una grandezza geometrica caratteristica. Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite Δ , la rigidità di ogni molla è:

$$K = \frac{E\Delta}{L}$$

Il valore di Δ è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti. Il valore di L è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva. Si è scelto, in zona attiva (uphill):

$$L_A = \frac{2}{3} \ell_A \tan(45^\circ - \phi'/2)$$

e in zona passiva (downhill):

$$L_p = \frac{2}{3} \ell_p \tan(45^\circ + \phi'/2)$$

dove ℓ_A ed ℓ_p sono rispettivamente:

$$\ell_A = \min\{l, 2H\};$$

$$\ell_p = \min\{l - H, H\}$$

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N. prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 30 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

e dove l = altezza totale della paratia e H = altezza corrente dello scavo. La logica di questa scelta è illustrata nella pubblicazione di Becci e Nova (1987). Si assume in ogni caso un valore di H non minore di $1/10$ dell'altezza totale della parete.

11.2 COEFFICIENTI DI SPINTA

11.2.1 Coefficienti ed Incremento di Spinta in Fase Statica

Il metodo di calcolo richiede ovviamente la definizione di parametri, valutati in funzione delle caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni, delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera.

In particolare la pressione fondamentale dell'analisi è la σ'_h che lo scheletro solido del terreno esercita sulla struttura di sostegno che dipende dagli spostamenti che essa subisce per effetto di σ'_h stessa ovvero dipende dall'interazione fra la struttura ed il terreno a tergo dell'opera.

Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso valle, la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot (K_a)^{0.5} \quad \text{pressione attiva}$$

dove:

K_a = coefficiente di spinta attiva;

σ'_v = tensione verticale efficace alla generica profondità

c' = coesione efficace.

In condizioni statiche, K_a è funzione dell'angolo di attrito efficace dello scheletro solido φ' , dell'angolo di attrito fra struttura e terreno δ dell'inclinazione β del paramento di monte della struttura di sostegno e dell'inclinazione i del terrapieno a tergo dell'opera .

Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso monte, la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot (K_p)^{0.5} \quad \text{pressione passiva}$$

dove:

K_p = coefficiente di spinta passiva;

σ'_v = tensione verticale efficace alla generica profondità;

c' = coesione efficace.

Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di K_a e K_p , di seguito, si farà riferimento a quelle di [Coulomb, 1773] assumendo cautelativamente $\delta=0$.

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

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

dove:

- β è l'inclinazione del paramento del muro rispetto alla verticale;
- δ è l'angolo di attrito tra muro e terreno;
- i è l'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale;
- φ' è l'angolo d'attrito del terreno.

Pertanto, nel caso di strutture di sostegno flessibili, eventualmente contrastate da elementi strutturali attivi o passivi messi in opera in fasi successive, sul paramento di monte agirà la pressione attiva e su quello di valle la pressione passiva.

Nel caso di strutture molto rigide, incapaci di subire spostamenti sufficienti a mobilitare la pressione attiva o quella passiva, la pressione $\sigma'h$ esercitata dallo scheletro solido sull'opera di sostegno sarà prossima alla pressione geostatica iniziale:

$$\sigma'h = K_0 \cdot \sigma'v \quad \text{pressione a riposo}$$

dove:

K_0 = coefficiente di spinta a riposo;

$\sigma'v$ = tensione verticale efficace.

Secondo la relazione di [Kulhawy et al., 1989] k_0 dipende dalla resistenza del terreno e dal rapporto di sovraconsolidazione del terreno O.C.R.:

$$k_0 = k_0^{nc} (OCR)^m$$

dove:

k_0^{nc} è il coefficiente di spinta a riposo per terreni normal-consolidati che secondo [Jaky, 1936] può essere posto pari a $(1 - \sin \phi')$;

m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 32 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Il software di calcolo utilizzato è in grado, in funzione del campo di spostamento risultante nei vari step di analisi, di risalire automaticamente all'entità della spinta in ogni fase a partire dal valore iniziale di spinta a riposo.

La rigidezza delle molle schematizzanti il terreno sono proporzionali al modulo elastico del terreno. Il modulo di scarico-ricarico (Eur) può essere 1.5÷3 volte quello di primo carico (Evc).

Per strutture di sostegno alla pressione esercitata dallo scheletro solido deve essere sommata la pressione esercitata dall'acqua assumendo schemi di filtrazione idonei in funzione delle condizioni stratigrafiche ed al contorno.

In presenza di Falda, va ovviamente aggiunta la pressione idrostatica che alla generica profondità, può essere valutata come di seguito:

$$u = \gamma_w z$$

In definitiva, l'espressione generale per il calcolo della pressione verticale efficace alla generica profondità z , in caso di eventuale presenza di sovraccarichi sul piano limite e falda è la seguente:

$$\sigma'_v = \gamma (z-hw) + \gamma' hw + q$$

essendo:

γ : peso di volume naturale del terreno

γ' : peso di volume del terreno immerso

hw : altezza di falda rispetto al piano orizzontale posto a quota z

q : intensità del sovraccarico presente su piano limite

12. CONFIGURAZIONE DELLE OPERE E MODELLI DI CALCOLO

Nel seguito del presente paragrafo, si riporta una descrizione del modello di calcolo analizzato:

DATI DI PROGETTO PARATIA												
Hscavo max=		5.7 m		(da testa cordolo)								
1) Cordolo di testa			2) Micropali				Lp: Lunghezza micropalo (da intradosso cordolo)					
B(m)	H(m)	CLS	Lp(m)	φ(mm)	ip(m)	Tubo	ip: interasse pali					
0.5	0.5	C25/30	10	240	0.4	φ199.7x10						
3) Tiranti												
		Caratteristiche tiranti						Trefoli				
Ordine	Q(m)	α°	i (m)	Dp(m)	Iniezione	L _{passiva}	L _{attiva}	n° trefoli	A _t (mm ²)	Acciaio	No(KN)	
1	-1.50	30	2.4	0.18	IRS	10	8	4	139	fp(1)k=1670 MPa	300	
α: Inclinazione tiranti rispetto all'orizzontale							4) Travi di contrasto					
Q: quota infissione tiranti da testa cordolo							Ordine					
i: interasse tiranti							n°					
D _p : Diametro di perforazione							Profilo					
N _p : Sforzo di pretensione tiranti							Acciaio					
1	2	UPN 260	S275		(ex. Fe430)							

Figura 5 – Riepilogo Dati di progetto paratia Imbocco SUD

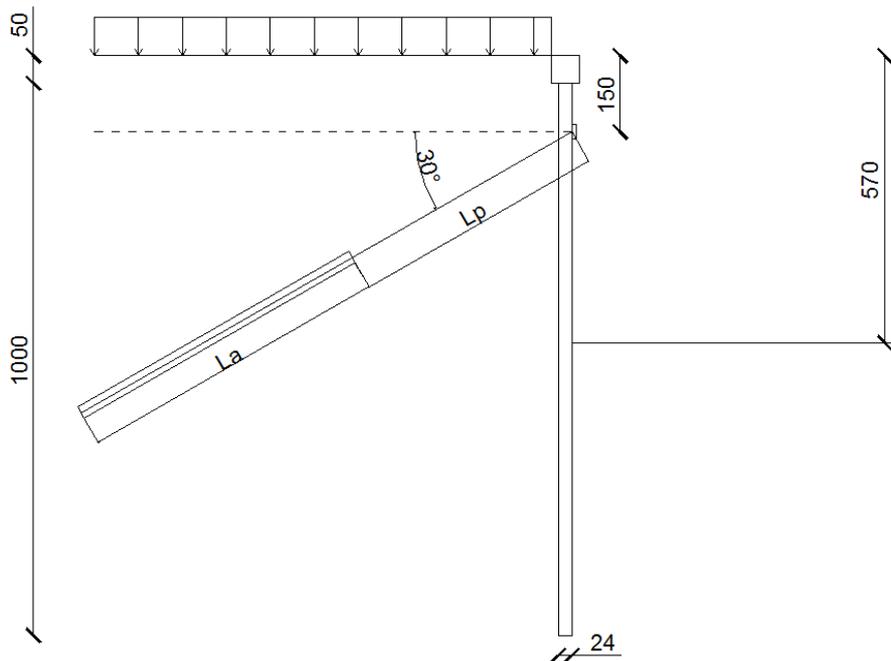


Figura 6 – Sezione di calcolo

Il carico stradale è stato considerato mediante un carico accidentale uniforme $q=20$ Kpa.

Nei paragrafi successivi si riportano tutti i dettagli delle Analisi e Verifiche effettuate mediante ausilio di software di calcolo specifici di cui al successivo paragrafo sono riportati gli estremi.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 34 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

13. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Nella redazione del presente documento sono stati utilizzati i seguenti programmi di calcolo:

“PARATIE Plus ” (analisi sollecitazioni e deformazioni di paratie in condizioni piane metodo elasto-plastico) – prodotta della HarpaCeas s.r.l. di Milano, n° Licenza 1402 intestata a PROGIN SPA - CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.)

“PresFle+ ver 5.15” (Verifiche di sezioni in cemento armato, prodotto e distribuito dalla Concrete srl, identificato nello specifico licenza n° 4552054 intestata a PROGIN SPA - CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.)

14. RISULTATI ANALISI E FASI DI CALCOLO

Nel seguito del presente paragrafo, si espone una sintesi dei risultati delle Analisi con riferimento alle sezioni di calcolo definite ai paragrafi precedenti.

14.1 CRITERI DI ANALISI E FASI DI CALCOLO

Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione tutte le principali fasi operative previste per la realizzazione dell’opera. Quindi, il termine di ciascuna analisi rappresenta la condizione iniziale per la fase successiva.

Di seguito si riportano le fasi di calcolo che sono state analizzate in successione, nell’ambito delle analisi effettuate:

La quota di zero è posta a estradosso cordolo paratia (circa 0 m al di sotto del P.C. locale).

Step 0. Esecuzione micropali $\phi=240/40$ cm ed inizializzazione geostatica.

Step 1. Esecuzione scavo fino a quota 2m

Step 2. Realizzazione 1°ordine di tiranti a quota 1.5m.

Step 3. Scavo finale fino a quota 5.70m

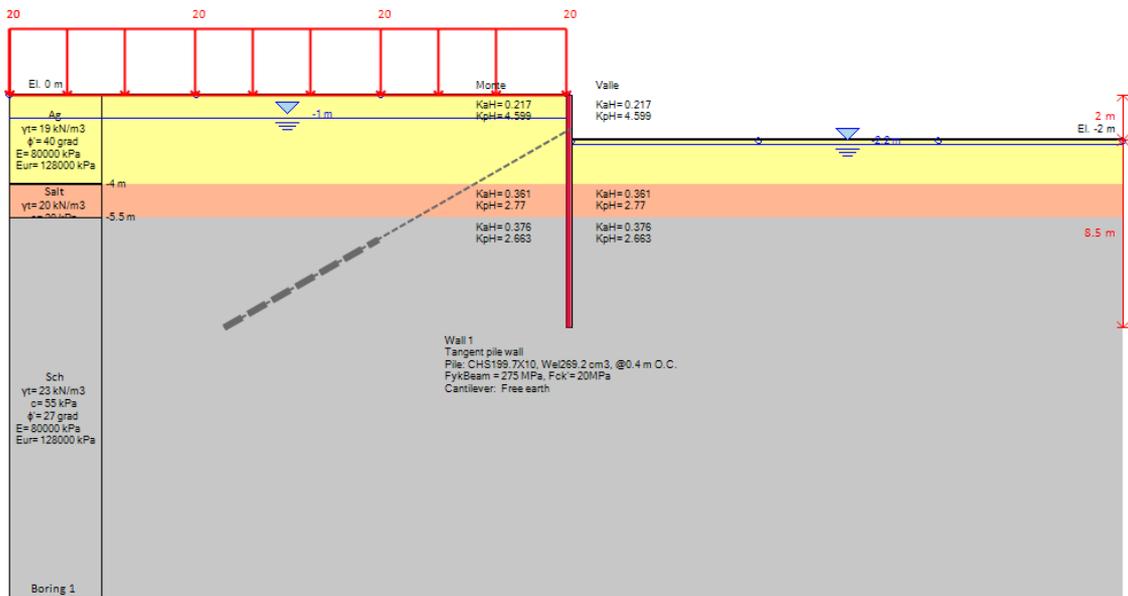
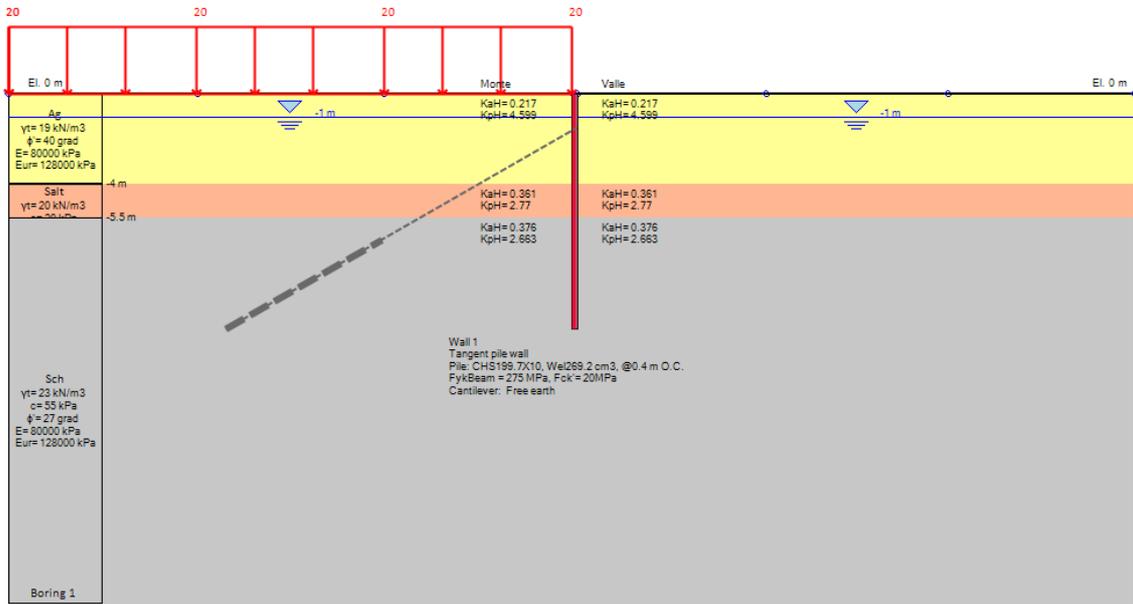
Per ciò che concerne tutti i dati di input, risultati in termini di stabilità e sollecitazioni di calcolo, si rimanda a quanto riportato in dettaglio nelle specifiche sezioni dell’allegato A del presente documento.

Di seguito si riportano le immagini relative alle fasi di calcolo:

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

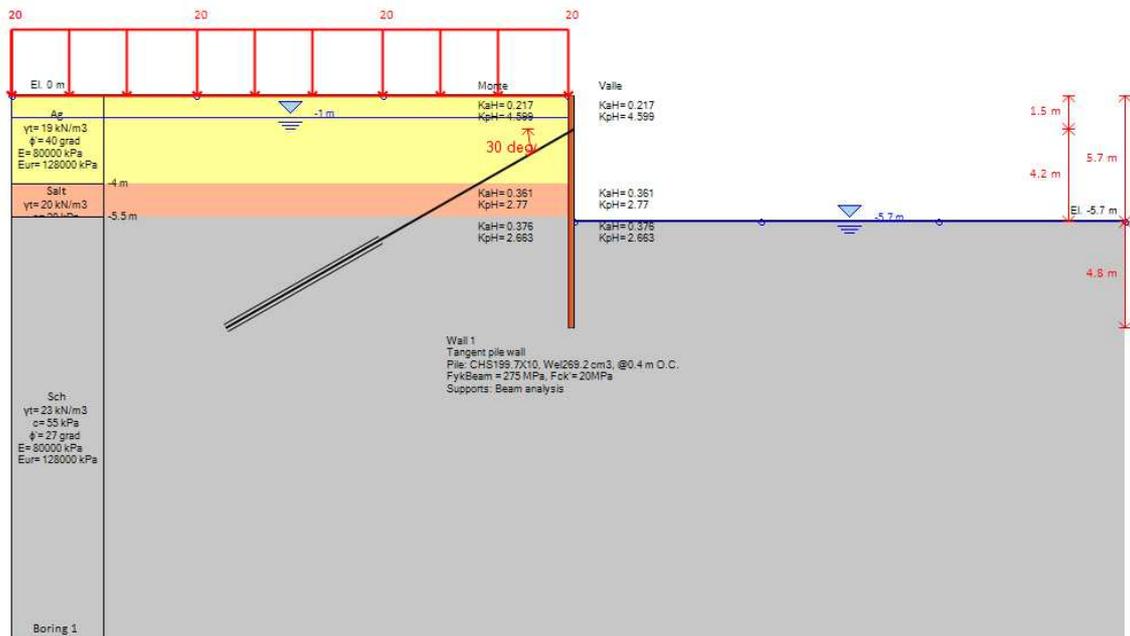
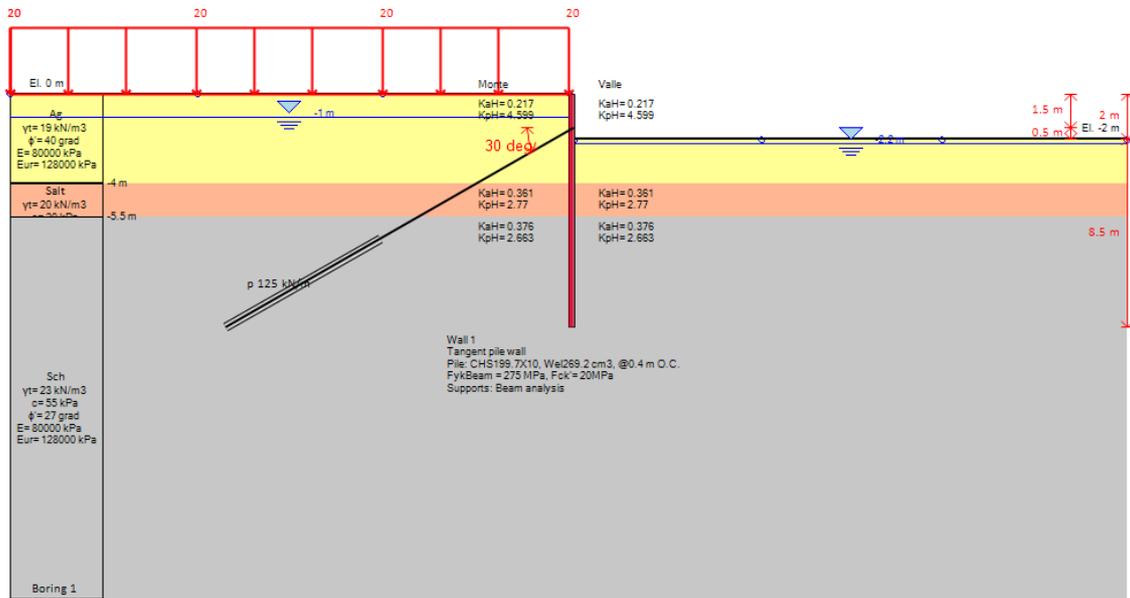
Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 35 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------



2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3900	Id.doc REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 36 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------



14.2 SOLLECITAZIONI, SFORZI E DEFORMAZIONI

Nel seguito del presente paragrafo sono riportati, in forma grafica, i risultati delle Sollecitazioni e degli Sforzi di riferimento per la Verifica dei Pali, e cordoli delle paratie, con riferimento alle Combinazioni di Carico che, secondo le prescrizioni normative, vanno considerate per i vari casi; nello specifico, i grafici fanno riferimento alle seguenti combinazioni:

A1-M1-R1(statica e sismica): Verifica strutturale dei Pali, Tiranti e travi di Contrasto in Fase Statica

SLE: Deformazioni massime della paratia, cedimenti piano limite, Carico di esercizio nei Tiranti, Verifiche tensionali e di fessurazione

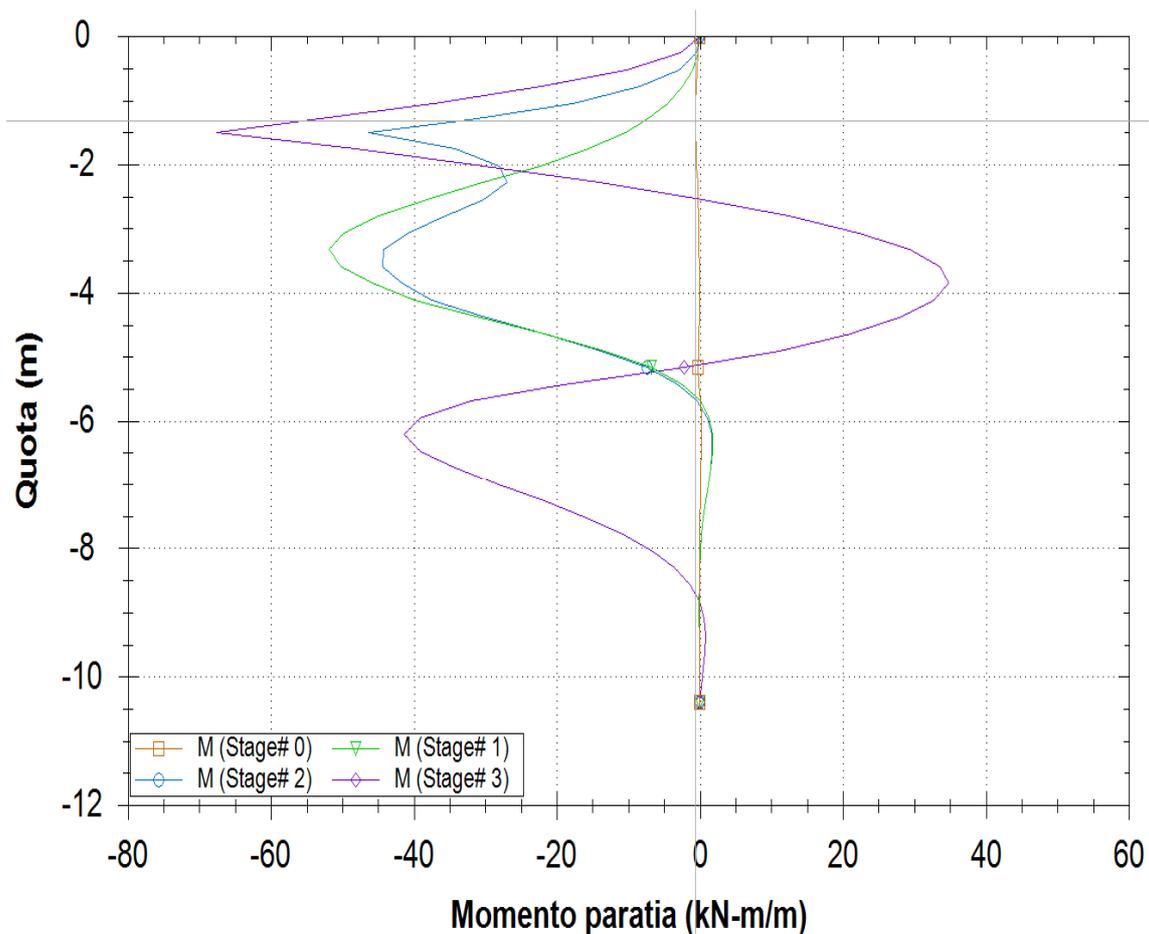


Figura 7 – A1-M1-R1– Momento Flettente

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N. prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 38 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

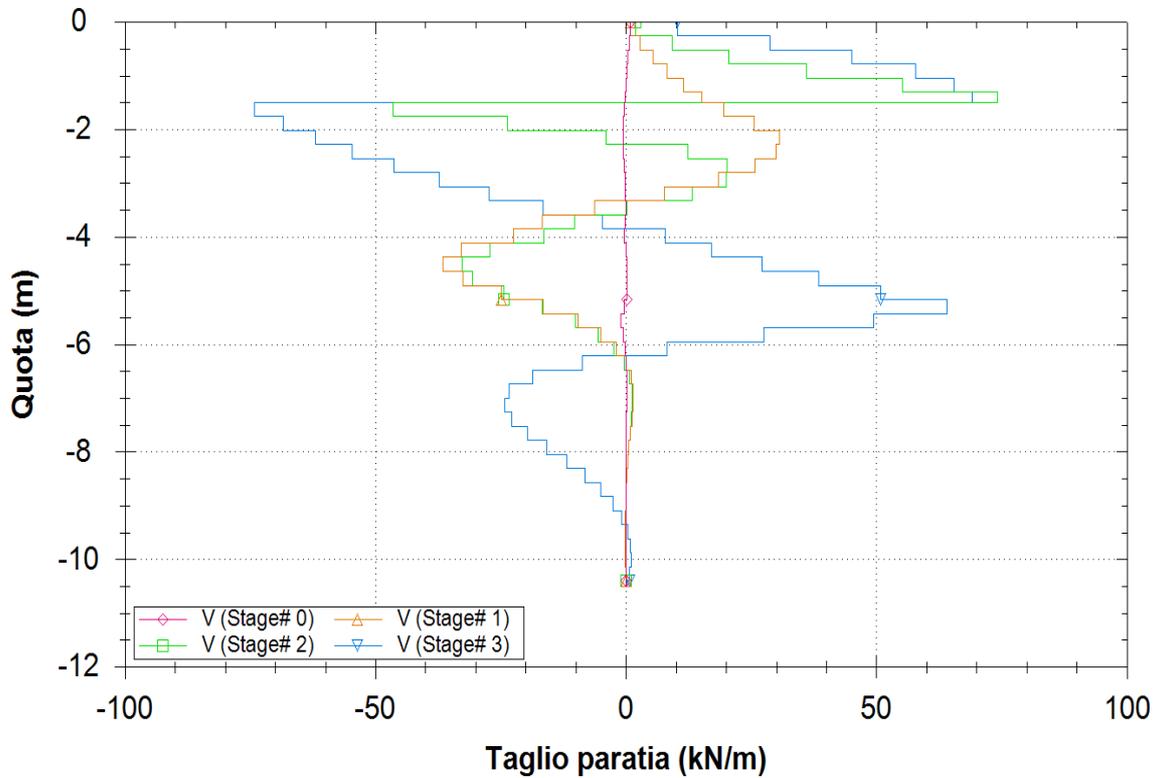


Figura 8 – A1-M1-R1 – Taglio

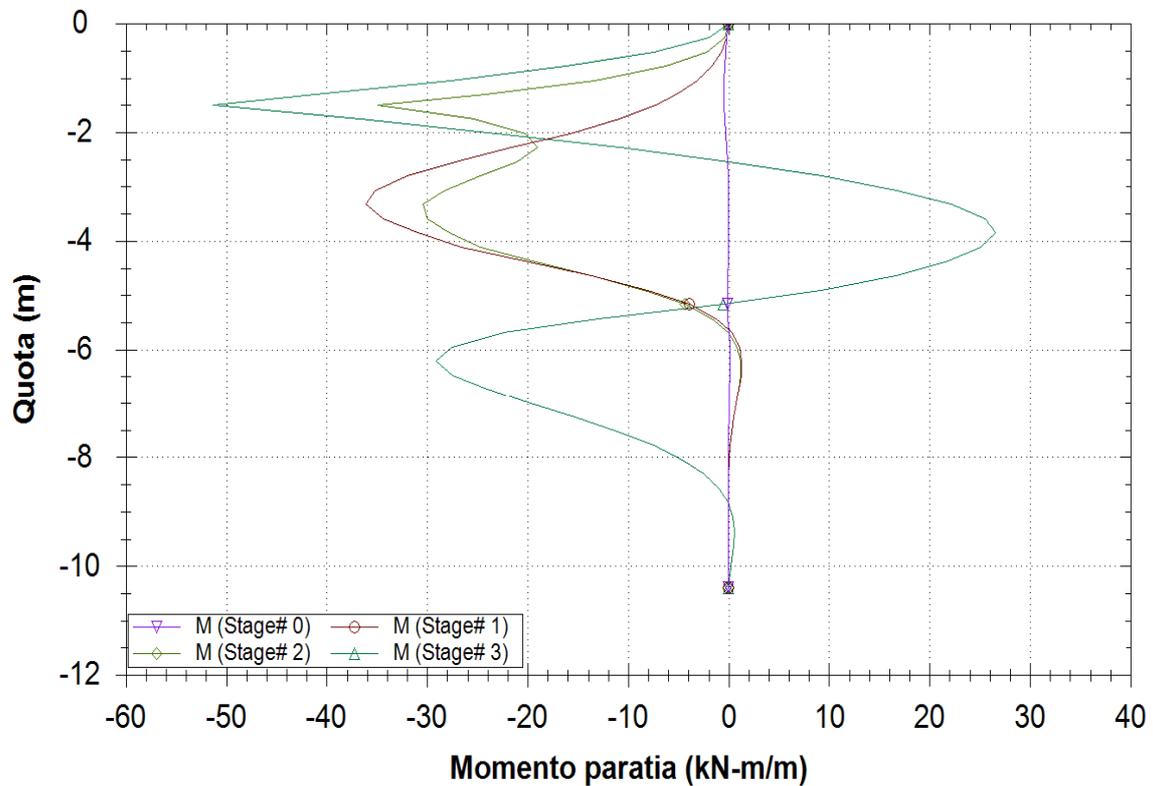


Figura 9 – SLE – Momento Flettente

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3900	Id.doc REL	N. prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 39 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	----------------	-----------	--------------------------

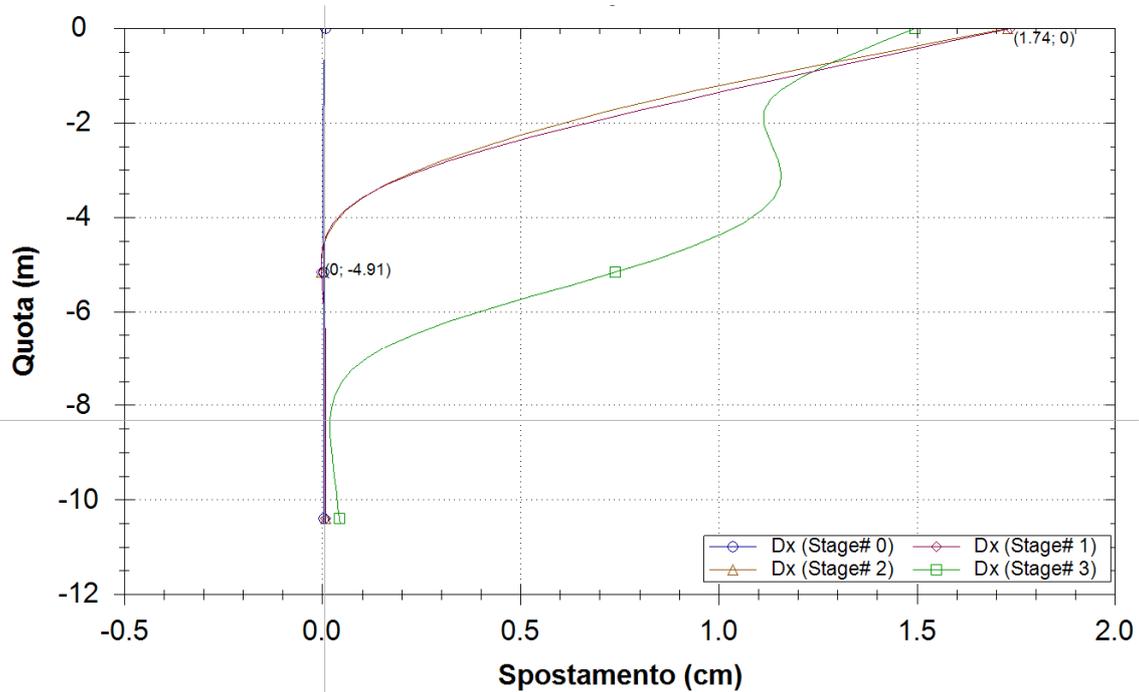


Figura 10 – SLE - Deformazioni Fase per Fase

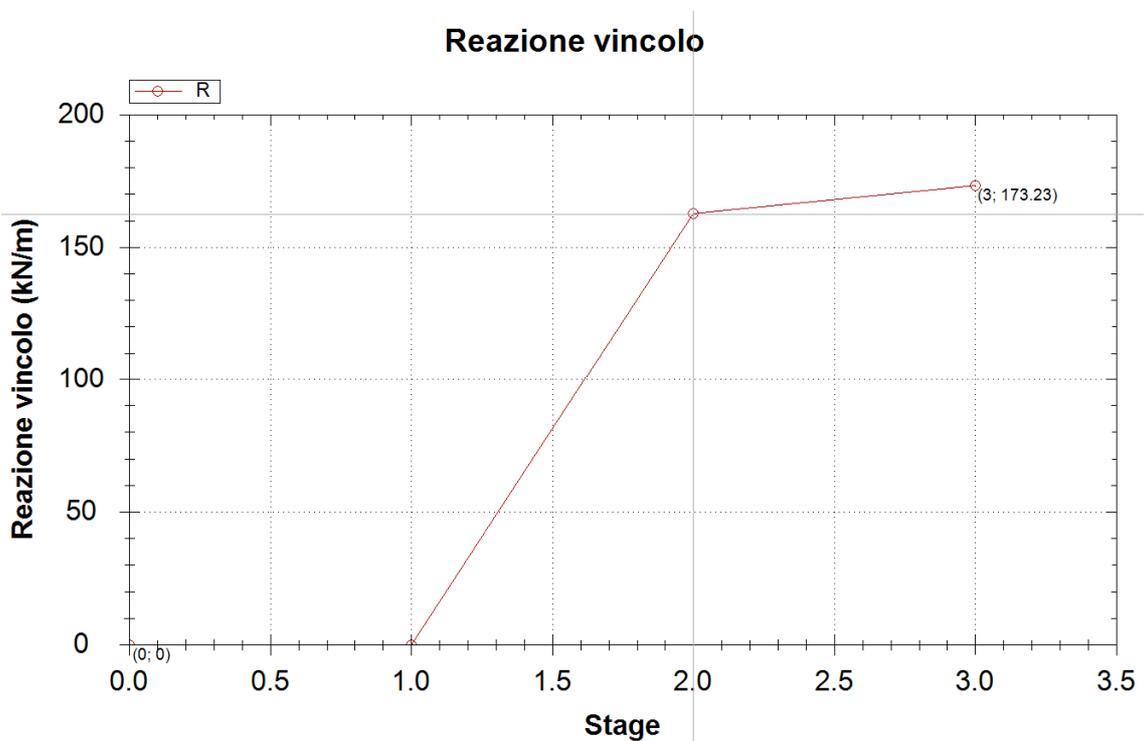


Figura 11 – A1-M1 - Reazione Vincoli Fase per fase

14.3 SINTESI RISULTATI

Nella tabella seguente si riportano i risultati maggiormente significativi per la sezione analizzata:

	Spostamento X paratia (cm)	Cedimenti Z terreno (cm)	Momento paratia (kN-m/m)	Momento paratia (kN-m)	Taglio paratia (kN/m)	Taglio paratia (kN)	Max. reazione vincoli (kN)	FS passiva (eq. limite)	FS rotazione (eq. limite)	FS infissione (eq. limite)	Passiva/Ve ra (analisi NL)	Vera/Atti va (analisi NL)
Base model	1.74	1.21	52.97	21.19	60.16	24.07	317.64	25.273	10.286	3.125	3.501	5.822
0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	1.98	1.34	69.57	27.83	79.73	31.89	415.74	18.446	7.489	2.615	3.456	5.47
0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	4.82	2.94	75.49	30.2	83.21	33.28	340.49	12.318	5.422	2.297	2.39	2.741
0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	1.98	1.34	69.57	27.83	79.73	31.89	415.74	18.446	7.489	2.615	3.456	5.47
0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	1.74	1.21	52.97	21.19	60.16	24.07	317.64	25.273	10.286	3.125	3.501	5.822



2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3900	Id.doc REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag.di Pag. 41 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

14.4 VERIFICA DEI TIRANTI

Di seguito si riportano in forma tabellare, i risultati delle verifiche strutturali e geotecniche dei tiranti di ancoraggio:

Caratteristiche Tiranti														CARICHI PROGETTO		VERIFICA BULBI		VERIFICA TREFOLI		SLE							
Ordine	Q(m)	i(m)	α°	Lp(m)	La(m)	Ltot (m)	dp(m)	Nt (KN)	Nt teor (KN)	$\alpha\tau_{lim}$ (Kpa)	A _{tref} (mm ²)	n _{tref}	f _{p(1)k} snervamento / limite elastico	γ_R	ξ	γ_S	$\gamma_R \times \xi$	N _{MAX} (KN/m)	N _q SLU (KN)	N _{rb} (KN)	FS	N _{yd} ^{STR} (KN)	FS	N _{MAX} (KN/m)	N _q ^{SLE} (KN)	N _q ^{SLE} / N _{yd}	N _c (KN)
1	-1.50	2.4	30	10	8	18	0.18	300	404	300	139	4	1670	1.1	1.7	1.15	1.87	173.2	416	726	1.75	807	1.94	132.4	318	0.39	381.2

Lp = Lunghezza passiva (tratto non inietta n_{tref} = n°trefoli per tirante

La= Lunghezza attiva (bulbo iniettato) d_t = diametro trefoli

dp=diametro perforazione A_{tref} = area trefoli

i(m)=interasse tiranti

α° = inclinazione tirante rispetto all'orizzontale

$\gamma_R \times \xi$ coefficiente parziale risultante per Verifica a sfilamento tiranti

γ_S coefficiente parziale sicurezza per verifica acciaio tiranti

N_{MAX} = Carico totale di progetto/m

N_t = Precarico totale alla messa in opera. (0,6 N_{yd})

N_q = Carico totale di progetto sul singolo tirante

N_{rb} = Carico limite bulbo

N_{yd}^{STR} = Carico rottura strutturale tirante

N_c = Carico totale di collaudo (1,2 N_q^{SLE})

FS = N_{rb}/N_q

FS = N_{yd}/N_q

14.5 VERIFICA STRUTTURALE DEI MICROPALI D220

Di seguito si riportano dunque i risultati delle Verifiche dei micropali a taglio-flessione con riferimento alle sollecitazioni massime:

CARATTERISTICHE DEI PROFILI

	W _{el} cm ³	W _{pl} cm ³	A _v cm ²	t _w mm
Tubo 119.7	269	360	38.0	10

CARATTERISTICHE ACCIAIO

S275	f _{yk}	f _{yd}	τ _{yd}
	MPa	MPa	MPa
	275.0	261.9	151.2

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO MICROPALI

M _{d,p} kNm	V _{d,p} kN	V _{C,RD} KN	ρ	$\frac{V_{d,p}}{V_{c,Rd}}$	M _{yd} kNm	M _{yd,Rd} kNm	FS
27.8	31.9	574	0.79	0.06	94	87	3.39

M_d, V_d = momento e taglio massimo di calcolo

A_v = Area a taglio in direzione anima

t_w = spessore anima

W_p = modulo di resistenza plastico del profilato

V_{C,RD} = Taglio resistente di calcolo

ρ = coefficiente di cui all' espressione 4.2.32 DM 14.01.08

f_{yd}, τ_{yd} = tensione di calcolo acciaio

M_{yd} = momento resistente di progetto

M_{yd} = momento resistente di progetto di progetto per effetto combinato flessione e taglio



QUADRILATERO
Marche Umbria S.p.A.

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 43 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

ALLEGATO A

TABULATI DI CALCOLO

DATI GENERALI

Paratie Plus 2012

Ce.A.S. , Centro di Analisi Strutturale, viale Giustiniano 10, 20129
Milano. www.ceas.it. DeepExcavation LLC, Astoria, New
York. www.deepexcavation.com. UN PROGRAMMA NONLINEARE
AD ELEMENTI FINITI PER L'ANALISI DI STRUTTURE DI
SOSTEGNO FLESSIBILI

Progetto: My Project

SISTEMI DI RIFERIMENTO E CONVENZIONI 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.

ELEMENTO TRUSS

1. FORCE : FORZA NELL'ELEMENTO PER UNITÀ DI PROFONDITÀ
2. STRESS : SPORZO

ELEMENTO BEAM (vedi figura 11-1)

1. VA : TAGLIO AL PRIMO ESTREMO
2. VB : TAGLIO AL SECONDO ESTREMO
3. MA : MOMENTO AL PRIMO ESTREMO
4. MB : MOMENTO AL SECONDO ESTREMO
(tutti per unità di profondità)

ELEMENTO ELPL (MOLLA ELASTOPLASTICA)

1. FORCE : FORZA NELL'ELEMENTO PER UNITÀ DI PROFONDITÀ
2. PLASTIC: DEFORMAZIONE PLASTICA

ELEMENTO WIRE (TIRANTE)

1. FORCE : FORZA NELL'ELEMENTO PER UNITÀ DI PROFONDITÀ

ELEMENTO CELAS (MOLLA ELASTICA)

1. FORCE : FORZA NELL'ELEMENTO PER UNITÀ DI PROFONDITÀ
2. MOMENT : MOMENTO NELL'ELEMENTO PER UNITÀ DI PROFONDITÀ

ELEMENTO SLAB (SOLETTA FRA DUE PARETI)

1. VA : TAGLIO AL PRIMO ESTREMO
2. VB : TAGLIO AL SECONDO ESTREMO
3. MA : MOMENTO AL PRIMO ESTREMO
4. MB : MOMENTO AL SECONDO ESTREMO
5. AXIAL : AZIONE ASSIALE
(tutti per unità di profondità)

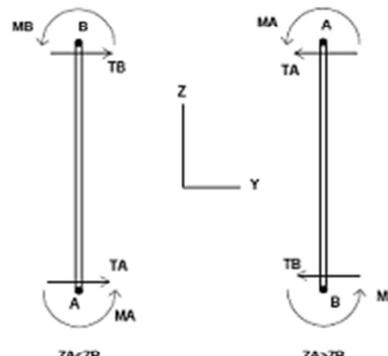


Figura 11-1: convenzioni di segno per l'elemento BEAM

L'analisi delle sezioni trasversali della paratia ai fini della verifica viene eseguita considerando il sistema di riferimento riportato nella figura seguente

- asse X coincidente con l'asse dell'asta e con verso dal nodo iniziale al nodo finale;
- immaginando la trave a sezione rettangolare l'asse Y è parallelo alla base e l'asse Z è parallelo all'altezza. La rotazione dell'asta comporta quindi una rotazione di tutta la terna locale.

Le convenzioni utilizzate per le sollecitazioni sugli elementi BEAM della paratia sono le seguenti:

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N,prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 45 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

ELEMENTO TRUSS

1. FORCE : FORZA NELL'ELEMENTO PER UNITÀ DI PROFONDITÀ
2. STRESS : SPORZO

ELEMENTO BEAM (vedi figura 11-1)

1. VA : TAGLIO AL PRIMO ESTREMO
2. VB : TAGLIO AL SECONDO ESTREMO
3. MA : MOMENTO AL PRIMO ESTREMO
4. MB : MOMENTO AL SECONDO ESTREMO
(tutti per unità di profondità)

ELEMENTO ELPL (MOLLA ELASTOPLASTICA)

1. FORCE : FORZA NELL'ELEMENTO PER UNITÀ DI PROFONDITÀ
2. PLASTIC: DEFORMAZIONE PLASTICA

ELEMENTO WIRE (TIRANTE)

1. FORCE : FORZA NELL'ELEMENTO PER UNITÀ DI PROFONDITÀ

ELEMENTO CELAS (MOLLA ELASTICA)

1. FORCE : FORZA NELL'ELEMENTO PER UNITÀ DI PROFONDITÀ
2. MOMENT : MOMENTO NELL'ELEMENTO PER UNITÀ DI PROFONDITÀ

ELEMENTO SLAB (SOLETTA FRA DUE PARETI)

1. VA : TAGLIO AL PRIMO ESTREMO
2. VB : TAGLIO AL SECONDO ESTREMO
3. MA : MOMENTO AL PRIMO ESTREMO
4. MB : MOMENTO AL SECONDO ESTREMO
5. AXIAL : AZIONE ASSIALE
(tutti per unità di profondità)

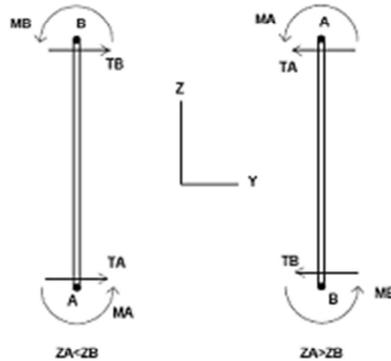


Figura 11-1: convenzioni di segno per l'elemento BEAM

DATI INPUT:

DATI TERRENO

Name	g tot (kN/m3)	g dry (kN/m3)	Frict (deg)	C' (kPa)	Su (kPa)	FRp (deg)	FRcv (deg)	Eload (kPa)	Eur (kPa)	kAp NL	kPp NL	kAcv NL	kPcv NL	Vary	Spring Model	Color
Ag	19	19	40	0	N/A	N/A	N/A	80000	128000	0.22	4.6	N/A	N/A	True	Linear	
Salt	20	20	28	20	N/A	N/A	N/A	70000	210000	0.36	2.77	N/A	N/A	True	Linear	
Sch	23	23	27	55	N/A	N/A	N/A	80000	128000	0.38	2.66	N/A	N/A	True	Linear	

Name	Poisson v	Min Ka (clays)	Min sh (clays)	ko.NC -	nOCR -	aH.EXP (0 to 1)	aV.EXP (0 to 1)	qSkin (kPa)	qNails (kPa)	kS.nails (kN/m3)	PL (MPa)
Ag	0.35	-	-	0.357	1	-	-	150	0	0	-
Salt	0.35	-	-	0.531	1	-	-	200	0	0	-
Sch	0.35	-	-	0.546	1	-	-	200	0	0	-

gtot=peso specifico /totale terreno

gdry=peso secco del terreno

Frict=angolo di attrito di calcolo

C'=coesione efficace

Su = Coesione non drenata, parametro attivo per terreni tipo CLAY in condizioni NON drenate

Dilat=Dilatanza terreno (parametro valido solo in analisi non lineare)

Evc=modulo a compressioen vergine molla equivalente terreno

Eur=modulo di scarico/ricarico (fase elastica) molla equivalente terreno

Kap= coefficiente di spinta attiva di picco

Kpp= coefficiente di spinta passiva di picco

Kacv= coefficiente di spinta attiva di picco

Kpcv= coefficiente di spinta passiva di picco

Spring models= modalità di definizione dei moduli di rigidezza molle terreno (LIN, EXP, SIMC)

LIN= Lineare-Elastico-Perfettamente plastico

EXP: esponenziale, SUB: Modulo di reazione del sottosuolo

SIMC= Modo semplificato per argille

STRATIGRAFIA TERRENI

Top Elev= quota superiore strato

Soil type=nome del terreno

OCR=rappporto di sovraconsolidazione

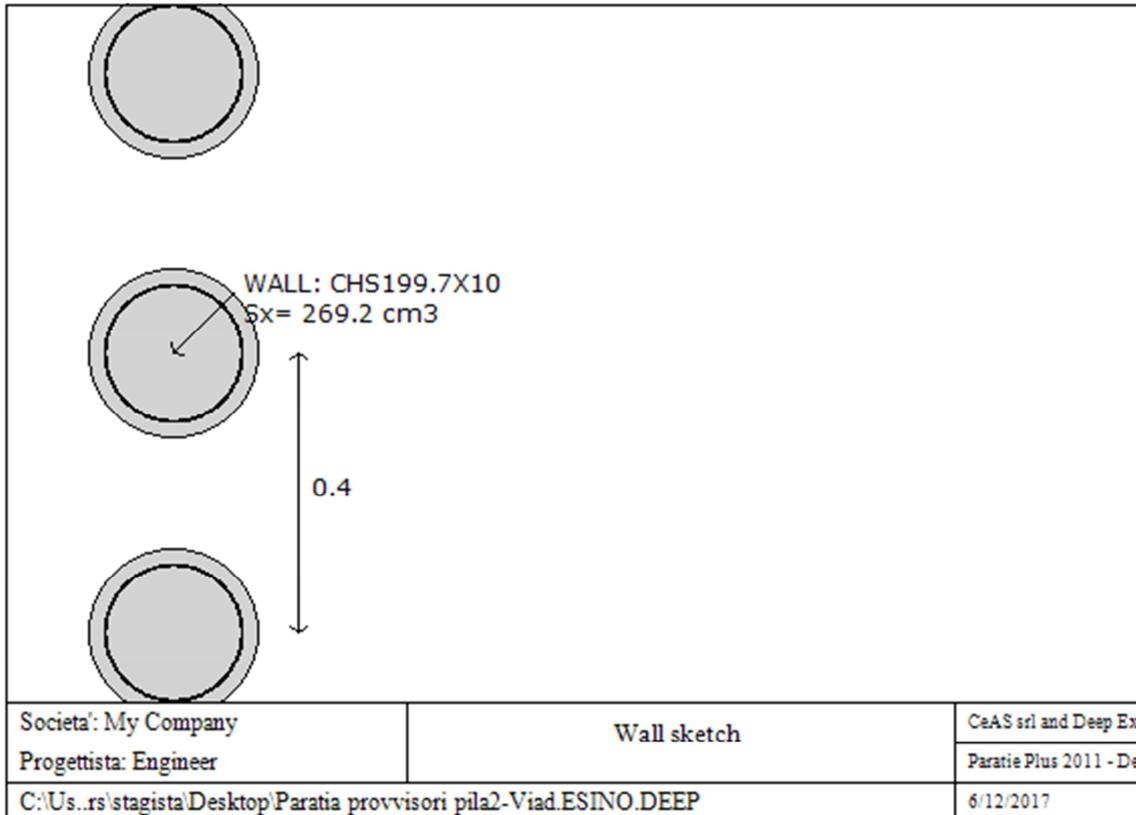
K0=coefficiente di spinta a riposo

Nome: Boring 1, pos: (-20, 0)

Top elev.	Soil type	OCR	Ko
0	Ag	1	0.36
-4	Salt	1	0.53
-5.5	Sch	1	0.55

DATI PARATIE

Sezioni paratia0: Wall 1



Sezioni paratia0: Wall 1

Tipo paratia: Pali tangenti

Quota sommita' paratia: 0 m Quota piede paratia: -10.5 m

Dimensione fuori piano paratia: 0.4 Spessore paratia = 0.24

Ampiezza zona spinta passiva al di sotto del piano di scavo: 0.4 Ampiezza zona spinta attiva al di sotto del piano di scavo: 0.4 Swater= 0.24

fy profilati in acciaio = 275 Eacciaio = 206000

Attrito paratia: % attrito terreno = 0%

Le capacita' paratie in acciaio sono calcolate con NTC 2008

Le capacita' paratie in calcestruzzo sono calcolate con NTC 2008

Nota: con la capacita' ultima si dovrebbe adottare un fattore di sicurezza strutturale.

Proprieta' paratie di pali tangenti

Tabella: proprieta' pali collegati

Name	Section	W	A	D	tw or tP	bf	tf	k	Ixx	Wel. x	rX	Iyy	Wel. y	rY	rT	Cw	fy
		(kN/ m)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm)	(cm ⁶)	(MPa)
CHS199.7X 10	CHS199.7X 10	0.7	96.4 8	20	1	19.9 7	1	1	3060	269. 2	5.63	3060	269. 2	5.63	5.63	1	275

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 48 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

DATI GENERALI PARATIA

Hor wall spacing=interasse tra pannelli

passive width below exc=larghezza di riferimento per calcolo zona passiva per analisi classica

concrete $f'c=fck$ =res cilindrica caratteristica cls

Rebar $f_y=f_yk$ =res caratteristica acciaio armature

E_{conc}=modulo elastico cls

Concrete tension $f_{ct}=f_{ctk}$ =resistenza caratteristica a trazione cls

Steel members $f_y=f_yk$ =res caratteristica acciaio

E_{steel}=modulo elastico acciaio

DATI TABELLATI (si omette la spiegazione dei parametri già descritti in precedenza)

1) Diaphragm wall=sezione rettangolare in CA

N/A= il valore non è disponibile in quanto non correlato al tipo di sezione in uso

$F_y=f_yk$

$F'c=fck$

D=altezza paratia

B=base paratia

tf=spessore

2) Steel sheet pile=palancolata

DES=tipo di palancolata

Shape=forma

W=peso per unità di lunghezza

A=area

h=altezza

t=spessore lamiera orizzontale

b=base singolo elemento a Z o U

s=spessore lati obliqui

I_{xx}=inerzia asse principale palancolata (per unità di lunghezza)

S_{xx}=modulo di resistenza asse principale palancolata (per unità di lunghezza)

3) Secant pile wall (pali allineati e sovrapposti), Tangent pile wall=pali allineati (Berlinesi, micropali), soldier pile (pali in acciaio con collegamento in cls), soldier pile and timber lagging (pali in acciaio con collegamento con elementi in legno)

W=peso per unità di lunghezza

A=area

D=diametro

tw o tp=spessore dell'anima (sezione a I) o del tubo (sezione circolare)

bf=larghezza della sezione

tf=spessore dell'ala

k=altezza flangia + altezza raccordo

I_{xx}=inerzia rispetto asse orizzontale (per unità di lunghezza)

S_{xx}=modulo di resistenza rispetto asse orizzontale (per unità di lunghezza)

r_x=raggio giratore d'inerzia lungo x

I_{yy}=inerzia rispetto asse verticale (per unità di lunghezza)

S_{yy}=modulo di resistenza rispetto asse verticale (per unità di lunghezza)

r_y=raggio giratore d'inerzia lungo y

C_w=costante di ingobbamento

$f_y=f_yk$

SINTESI OUTPUT

SOMMARIO RISULTATI ANALISI E VERIFICHE

Nel seguito si riportano, sotto forma di tabelle e grafici:

- i risultati più gravosi di tutti gli approcci di progetto;
- i risultati più gravosi divisi per Approcci di Progetto e per fasi.

Sommario per ogni Approccio di Progetto

Base model	Momento paratia	Taglio paratia	Spostamento X paratia	Max reazione vincoli	Verifica vincoli	Verifica infissione	Esito calcolo
0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	(kN-m/m)	(kN/m)	(cm)	(kN/m)	(TSF)	(FS)	
Base model	52.97	60.16	1.74	132.35	0.569	3.119	Risolto con successo
0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	69.57	79.73	1.98	173.23	0.819	2.615	Risolto con successo
0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	75.49	83.21	4.82	141.87	0.695	2.297	Risolto con successo
0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	69.57	79.73	1.98	173.23	0.819	2.615	Risolto con successo
0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	52.97	60.16	1.74	132.35	0.569	3.119	Risolto con successo

Sommario esteso a tutti gli Approcci di Progetto

	Esito calcolo	Spostamento X paratia	Cedimento Z terreno	Momento paratia	Momento paratia
		(cm)	(cm)	(kN-m/m)	(kN-m)
Base model	Risolto con successo	1.74	1.21	52.97	21.19
0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	Risolto con successo	1.98	1.34	69.57	27.83
0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	Risolto con successo	4.82	2.94	75.49	30.2
0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	Risolto con successo	1.98	1.34	69.57	27.83
0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	Risolto con successo	1.74	1.21	52.97	21.19

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3900	Id.doc REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 50 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

	Taglio paratia	Taglio paratia	Verifica paratia	Verifica pressofl.	Verifica taglio	Verifica σ cls
	(kN/m)	(kN)	(TSF)	(TSF)	(TSF)	(TSF)
Base model	60.16	24.07	0.225	0.225	0.042	N/A
0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	79.73	31.89	0.295	0.295	0.056	N/A
0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	83.21	33.28	0.32	0.32	0.058	N/A
0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	79.73	31.89	0.295	0.295	0.056	N/A
0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	60.16	24.07	0.225	0.225	0.042	N/A

	Verifica fondo scavo (FS)	FS passiva (eq. limite)	FS rotazione (eq. limite)	FS infissione (eq. limite)	Quota Zcut	Passiva/Vera	Vera/Attiva
	(FS)	(FS)	(FS)	(FS)		/	/
Base model	2.922	25.273	10.286	3.125	N/A	3.501	5.822
0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	2.922	18.446	7.489	2.615	N/A	3.456	5.47
0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	2.337	12.318	5.422	2.297	N/A	2.39	2.741
0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	2.922	18.446	7.489	2.615	N/A	3.456	5.47
0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	2.922	25.273	10.286	3.125	N/A	3.501	5.822

	Verifica sifonamento	Qflow	FSslope
	(FS)	(m3/hr)	
Base model	1.731	N/A	N/A
0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	1.198	N/A	N/A
0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	1.198	N/A	N/A
0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	1.198	N/A	N/A
0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	1.731	N/A	N/A

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord – Matelica sud/Castelraimondo nord

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V3900	Id.doc REL	N.prog. 04	Rev. B	Pag. di Pag. 51 di 52
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella risultati più gravosi

	Valore critico	Approccio di Progetto	Fase	Paratia	Indice voci critiche
TSF Momento	0.32	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	1: Fase 1 - Scavo 1	1: Wall 1	16
Wall Moment (kN-m/m)	75.492	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	1: Fase 1 - Scavo 1	1: Wall 1	15
Momento (kN-m)	30.197	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	1: Fase 1 - Scavo 1	1: Wall 1	15
Momento resistente (kN-m/m)	235.841	4: 0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	3: Fase 3 - Scavo max	1: Wall 1	6
Taglio (kN/m)	83.207	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	3: Fase 3 - Scavo max	1: Wall 1	22
Taglio (kN)	33.283	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	3: Fase 3 - Scavo max	1: Wall 1	22
TSF taglio	0.058	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	3: Fase 3 - Scavo max	1: Wall 1	22
Taglio resistente (kN/m)	1434.234	4: 0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	3: Fase 3 - Scavo max	1: Wall 1	6
Spostamenti (cm)	4.816	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	1: Fase 1 - Scavo 1	1: Wall 1	N/A
Cedimenti superficiali (cm)	2.942	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	3: Fase 3 - Scavo max	1: Wall 1	0
Reazione supporto (kN)	415.74	3: 0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	N/A	1: Wall 1	0
Reazione supporto (kN/m)	173.225	3: 0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	N/A	1: Wall 1	0
Verifica supporto	0.819	3: 0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	3: Fase 3 - Scavo max	1: Wall 1	0
Verifica GEO supporto	0.819	3: 0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	3: Fase 3 - Scavo max	1: Wall 1	0
Verifica STR supporto	0.459	3: 0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	3: Fase 3 - Scavo max	1: Wall 1	0
FS infissione (eq. limite)	12.318	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	1: Fase 1 - Scavo 1	1: Wall 1	1
FS rotazione (eq. limite)	5.422	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	1: Fase 1 - Scavo 1	1: Wall 1	1
FS lunghezza di infissione (eq. limite)	2.297	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	1: Fase 1 - Scavo 1	1: Wall 1	1
FS spinta passiva mob. (analisi NL)	2.39	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	3: Fase 3 - Scavo max	1: Wall 1	3
Infissione occorrente per FS=1 (eq. limite) (m)	3.7	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	1: Fase 1 - Scavo 1	1: Wall 1	1

Risultati paratia

	Valore critico	Approccio di Progetto	Fase	Paratia	Indice voci critiche
Momento ABS (kN-m)	30.197	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	1: Fase 1 - Scavo 1	1: Wall 1	15
Momento +M (kN-m)	19.09	3: 0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	3: Fase 3 - Scavo max	1: Wall 1	15
Momento -M (kN-m)	-30.197	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	1: Fase 1 - Scavo 1	1: Wall 1	15
TSF Momento	0.32	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	1: Fase 1 - Scavo 1	1: Wall 1	16
Momento resistente (kN-m/m)	235.841	4: 0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	3: Fase 3 - Scavo max	1: Wall 1	6
Taglio (kN)	33.283	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	3: Fase 3 - Scavo max	1: Wall 1	22
TSF taglio	0.058	2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	3: Fase 3 - Scavo max	1: Wall 1	22
Taglio resistente (kN/m)	1434.234	4: 0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	3: Fase 3 - Scavo max	1: Wall 1	6

Momento massimo fase per fase

	Approccio di Progetto	DS: 1	DS: 2	DS: 3	DS: 4
Momento fase0 (kN-m/m)	DS: 0	DS: 1	DS: 2	DS: 3	DS: 4
Momento fase1 (kN-m/m)	-36.14	-51.81	-75.49	-51.81	-36.14
Momento fase2 (kN-m/m)	-34.91	-46.35	-72.47	-46.35	-34.91
Momento fase3 (kN-m/m)	-52.97	-69.57	-69.56	-69.57	-52.97

Taglio massimo fase per fase

	Approccio di Progetto	DS: 1	DS: 2	DS: 3	DS: 4
V stg0 (kN/m)	DS: 0	DS: 1	DS: 2	DS: 3	DS: 4
V stg1 (kN/m)	-25.34	-36.47	-50.06	-36.47	-25.34
V stg2 (kN/m)	56.19	74.28	62.18	74.28	56.19
V stg3 (kN/m)	-60.16	-79.73	83.21	-79.73	-60.16

Massima reazione vincolare

	Approccio di Progetto	DS: 1	DS: 2	DS: 3	DS: 4
Rmax Fase 0 (kN/m)	DS: 0	DS: 1	DS: 2	DS: 3	DS: 4
Rmax Fase 1 (kN/m)					
Rmax Fase 2 (kN/m)	125	162.5	125	162.5	125
Rmax Fase 3 (kN/m)	132.35	173.225	141.87	173.225	132.35