

# CASSA DI ESPANSIONE DEL TORRENTE BAGANZA NEI COMUNI DI FELINO, SALA BAGANZA, COLLECCHIO E PARMA (PR-E-1047)

## PROGETTO ESECUTIVO

00	06/2020	Prima emissione	TRESSO	BERTERO	BERTERO
REV.	DATA	MODIFICHE	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZ.

## ELABORATI DI INQUADRAMENTO CONTRODEDUZIONI ALLA NOTA DGD PROT.11388 DEL 28/05/2020

### ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI IMPRESE

MANDATARIA:

MANDANTI:



IL R.U.P.:

 Dott. Ing. Mirella Vergnani  
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista responsabile integrazioni  
 prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico  
 della mandataria.  
 Hydrodata S.p.A.  
 Ord. Ing. Torino N°7570L  
 Dott. Ing. Roberto Bertero  
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista/Progettisti responsabili elaborato  
 Hydrodata S.p.A.  
 Ord. Ing. Torino N°7570L

 Dott. Ing. Roberto Bertero  
 (documento firmato digitalmente)


CODICE ELABORATO:

B	A	G	3	0	1	G	E	N	R	E	0	3	0
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

ID (1)

CAP. (2)

TIPO (3)

DOC. (4)

PROGR. (5-6) REV. (7)

SCALA

 GIUGNO  
 2020

## INDICE

1. ASPETTI GEOLOGICI.....	2
2. ASPETTI IDROGEOLOGICI .....	4
3. ASPETTI SISMOTETTONICI E SISMICI .....	4
4. ASPETTI GEOTECNICI .....	6
5. VERIFICHE GEOTECNICHE .....	7
6. ASPETTI STRUTTURALI .....	29
7. ASPETTI IDROLOGICI .....	34
8. ASPETTI IDRAULICI .....	34
9. ELABORATI GRAFICI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI .....	37

Il presente documento ha lo scopo di illustrare le controdeduzioni alle “Osservazioni istruttorie sugli elaborati del P.E. Febbraio 2020” inviate in data 25/05/2020 con prot. 11388 dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Dipartimento per le infrastrutture, i sistemi informativi e statistici – Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche – Div.4 – Coordinamento Istruttorie Progetti e Vigilanza Lavori.

## 1. ASPETTI GEOLOGICI

### *Pag. 2 – Relazione geologica*

*Per quanto attiene agli allegati grafici del progetto esecutivo dovranno essere meglio dettagliate/verificate le tavole relative alle sezioni tipo dei rilevati arginali lungo la sezione ospitante le opere di regolazione A e B e nel comparto di valle riguardo alle profondità dello schermo di tenuta in jet-grouting. In particolare:*

- Sezione tipo 1 (di separazione comparto 1 e 2): la lunghezza del diaframma ( $L=14m$ ) non appare sufficiente per l'intera sezione data la variabilità spaziale del tetto dell'unità UG2b riscontrata lungo la stessa;*
- Sezione tipo 3 (comparto 2): in base al profilo geotecnico 6 lo schermo appare “sospeso” entro l'unità UG2a senza raggiungere il livello UG2b nel quale si prevede di intestare il diaframma di tenuta.*

La sezione tipo 1 di progetto, tra le vasche 1 e 2, corrisponde nello studio geologico alla sezione S09 del Progetto Definitivo. Nello studio geologico per il Progetto Esecutivo, la medesima sezione S09 è stata oggetto di un affinamento locale, limitato al settore destro, in cui si mette in evidenza un probabile vecchio alveo, con reincisione del setto limoso argilloso Ug2b e relativo approfondimento dello stesso (rif. figura a seguire con dettaglio stratigrafico PD e PE). Tale affinamento deriva dal riesame della stratigrafia del sondaggio S10 (Progetto Preliminare), peraltro disassato, in cui si evidenzia il tetto di Ug2b intorno a 24 m da pc, con livelli e lenti semipermeabili, da colmamento del paleoalveo, tra 20 e 24 m. Dal punto di vista idrogeologico e della filtrazione non si tratta di una situazione significativamente diversa da quella descritta dal PD, in quanto:

- 1) sono presenti lenti limoso-argillose da colmamento del paleoalveo intorno ai 20 m di profondità, dove il PD indicava il tetto di Ug2b;
- 2) i depositi nel paleoalveo sono descritti (sondaggio S10) come “ghiaia in abbondante matrice limoso-argillosa”, dunque depositi fortemente eterometrici e pertanto a bassa conducibilità idraulica o semipermeabili.

Cautelativamente è stata costruita per le verifiche di filtrazione e sifonamento la sezione tipo 1-A, in corrispondenza del massimo approfondimento di Ug2b, e oggetto di verifica di filtrazione e sifonamento, nelle condizioni massimamente conservative (regime stazionario, vasca 1 a quota massimo invaso, vasca 2 vuota, assenza di lenti semipermeabili,  $K_{Ug2a} = 5E-5$  m/s). La verifica della sezione tipo 1-A è stata inserita nella relazione BAG\_03\_07\_ARG\_R\_RE\_02. Anche la verifica suddetta risulta soddisfatta, ovvero non si riscontrano condizioni determinanti il sifonamento.

Riguardo la sezione tipo 3 di progetto, questa non prevede fin dal Progetto Definitivo la presenza di diaframma, salvo nel tratto adiacente e di collegamento con la sezione tipo 2. La verifica è stata effettuata pertanto per la sezione senza diaframma.

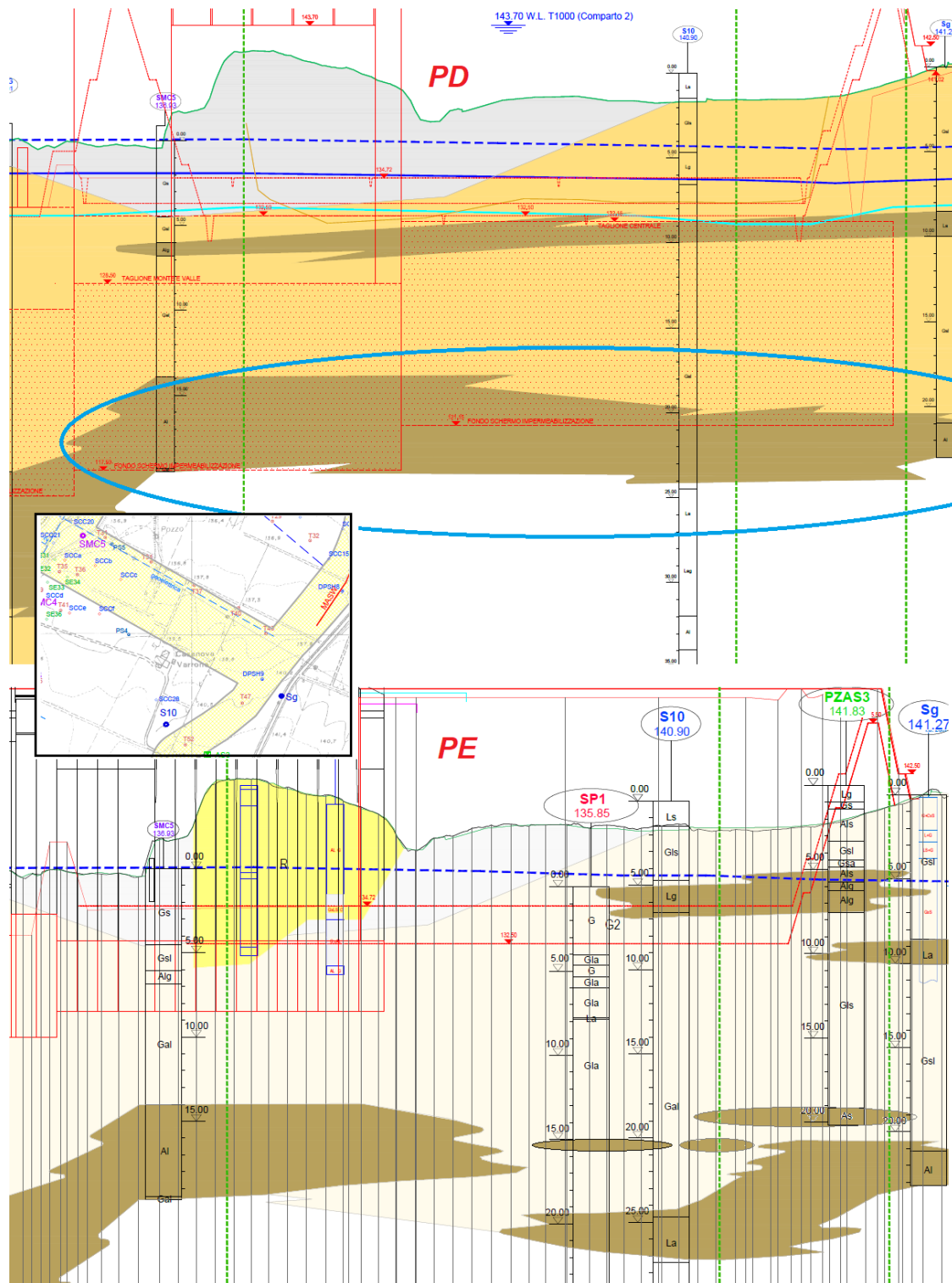


Figura 1 – Approfondimento locale del livello Ug2b in corrispondenza di S10 e confronto con la ricostruzione da PD

## 2. ASPETTI IDROGEOLOGICI

Pag. 2

*Non ci sono ulteriori osservazioni.*

## 3. ASPETTI SISMOTETTONICI E SISMICI

Pag.4 – Relazione studio sismotettonico

*[...] Lo scenario risultante dalla citata Fase 1 e le conclusioni dello Studio sismotettonico non sono state poi prese esattamente a riferimento nella relazione sismica generale e nelle verifiche sismiche, senza che siano state esplicitate ulteriori considerazioni;*

Lo studio sismotettonico si è avvalso di due fasi, al fine di valutare l'influenza della variabilità di alcuni fattori tra cui Magnitudo massima ( $M_{max}$ ), modello di sismicità (coefficiente  $b$  della legge di ricorrenza e scelta degli intervalli di completezza). Nella Fase 1 le scelte di tali fattori sono meno cautelative, ad esclusione degli intervalli di completezza, mentre nella Fase 2, come richiesto dalle Linee Guida INGV, si sono adottati dei margini di sicurezza espliciti o impliciti alle scelte adottate.

Come indicato nel capitolo 5.2 della relazione sismotettonica i risultati dello studio si riferiscono in generale a quelli della FASE 2 (nello specifico gli spettri a p.c. in categoria di suolo B); solo per i manufatti in cls, però, per i quali le condizioni di verifica e le assunzioni di calcolo risultano essere particolarmente conservative, si assumono i risultati della FASE 1 che risultano essere compatibili con gli spettri di Normativa di cat. B.

Queste conclusioni saranno meglio richiamate nella Relazione Sismica Generale che quindi esplicherà sia gli elementi per definire gli Spettri di Normativa (esito Fase 1) sia gli spettri derivanti direttamente dalla Fase 2 dello studio sismotettonico. Si ricorda, infatti, come già evidenziato, che questa relazione non si prefigge di spostare i risultati dello studio sismotettonico, né di Fase 1 né di Fase 2. In essa, come studio comparativo ma non sostitutivo, è contenuto un calcolo di RSL che a partire dall'esito della FASE 2 (spettri di Cat. A riferibili a substrato rigido (800m/s)) vuole analizzare l'entità dell'amplificazione dei depositi alluvionali a p.c.. Nell'ambito dell'approssimazione del calcolo e della relativa schematizzazione monodimensionale i risultati risultano congruenti (es. tab. pag.40) con l'esito dello studio sismotettonico a p.c. (cat. B di suolo).

Pag.4 – Relazione sismica generale

*Si osserva un disallineamento tra conclusioni aggiornate dello Studio sismotettonico, Relazione sismica generale e Verifiche sismiche dei manufatti. Riguardo alle indicazioni espresse nelle versioni aggiornate dello studio*

sismotettonico (febbraio 2020) si osserva che l'analisi di risposta sismica locale e le assunzioni progettuali pertinenti alle successive verifiche sismiche delle opere (manufatti A e B) non risultano del tutto coerenti tra loro con riferimento agli input sismici e agli schemi sismostratigrafici indicati negli elaborati sopra citati. Si rendono pertanto necessari chiarimenti in merito alla scelta degli input sismici e agli schemi sismostratigrafici assunti a base delle verifiche sismiche pseudostatiche e dinamiche, tenendo conto degli esiti dello Studio sismotettonico aggiornato (indicante le motivazioni per assumere un sottosuolo tipo B e gli spettri di norma).

Come illustrato nella risposta precedente, le conclusioni contenute nello studio sismotettonico saranno meglio esplicitate nella relazione sismica generale, al fine di rendere più chiara la trattazione.

#### Pag.4 – Relazione sismica generale

In particolare lo studio sismotettonico Rev2 (febbraio 2020) conclude che:

“Le verifiche sismiche sono richieste in condizioni molto conservative, come anche fatto notare nella lettera del Ministero: si deve tenere conto in simultanea di eventi che hanno una probabilità di accadimento molto bassa e caratterizzati da tempi di ritorno molto alti; la verifica sismica è infatti richiesta allo stato limite del collasso ed in condizioni di massimo invaso (n.d.r. massima di regolazione) ed in più si deve tenere conto del regime delle sottopressioni interstiziali così come richiesto dalla Normativa, salvo diversi approfondimenti. Tale combinazione, di carattere improbabile, di eventi di per sé già poco probabili, rende le verifiche particolarmente gravose, in particolare per i manufatti. Pertanto in questa sede, per i soli manufatti, si definisce uno scenario di riferimento per le verifiche allo SLC in cui si sono rimosse alcune delle ipotesi cautelative alla base dello studio sismotettonico e citate in precedenza (magnitudo incrementata e b corretti): questo scenario fa riferimento alle risultanze della fase 1 dello studio (sintesi nel cap. 4.1) in cui lo spettro SLC è risultato meno gravoso di quello di Normativa. Le analisi sismiche pseudostatiche dei soli manufatti, per le quali si rimanda alle specifiche relazioni di calcolo, sono state quindi condotte considerando gli spettri di risposta allo SLC di Normativa”.

In realtà il progettista non ha seguito tale indicazione e le verifiche dei manufatti A e B sono state effettuate con riferimento ad accelerazioni amplificate rispetto a quelle derivate dalle NTC - NTD, ancorché considerate concomitanti con un livello di invaso inferiore a quello massimo di regolazione. Di tale scelta, che introduce ulteriori elementi di incertezza interpretativa relativamente al livello idrico di riferimento, si deve fornire esplicita motivazione, fermo restando che risulta a questo punto opportuno eseguire verifiche sismiche dei predetti manufatti (sia in condizioni dinamiche che pseudostatiche) anche con input sismici non amplificati e derivanti dalle NTC-NTD.

Le verifiche pseudostatiche dei manufatti A e B sono state effettuate considerando sia le accelerazioni amplificate (da studio sismotettonico) che le accelerazioni derivanti da input sismici non amplificati (NTC08, suolo B). Inoltre, per entrambi gli scenari (accelerazioni da studio sismotettonico ed accelerazioni da NTC08) sono state condotte le verifiche nell'ipotesi in cui i conci diga possano o meno subire spostamenti sul piano di posa (coefficiente riduttivo



$\beta=0.31$ , tabella 7.11.II delle NTC08). Le ipotesi di calcolo e le relative verifiche sono riportate, per tutti gli scenari sopra descritti, nelle relazioni di calcolo dei due manufatti:

*Elaborato BAG3-08-MRA-R-RE-01 – Manufatto A – Relazione di calcolo:*

- paragrafo 4.1 – Pagg.15-19 – Descrizione delle ipotesi alla base del calcolo dell'azione sismica, con indicazione dei coefficienti sismici orizzontali e verticali utilizzati;
- paragrafo 4.5.3 – Pagg. 50-53 – Risultati delle verifiche svolte per i conci sfioranti, con metodo pseudostatico, in condizioni SLC;
- paragrafo 4.6.3 – Pag. 86 - Risultati delle verifiche svolte per i conci con luce sotto battente, con metodo pseudostatico, in condizioni SLC;
- paragrafo 4.8 – Pagg. 115-118 – Sintesi dei principali risultati delle verifiche condotte, in forma tabellare, e conclusioni generali del progettista

*Elaborato BAG3-08-MRB-R-RE-01 – Manufatto B – Relazione di calcolo:*

- paragrafo 4.1 – Pagg.16-20 – Descrizione delle ipotesi alla base del calcolo dell'azione sismica, con indicazione dei coefficienti sismici orizzontali e verticali utilizzati;
- paragrafo 4.5.3 – Pagg. 53-56 – Risultati delle verifiche svolte per i conci sfioranti, con metodo pseudostatico, in condizioni SLC;
- paragrafo 4.8 – Pagg. 118-119 – Sintesi dei principali risultati delle verifiche condotte, in forma tabellare, e conclusioni generali del progettista

#### 4. ASPETTI GEOTECNICI

*Pag.6 – Progetto esecutivo 2020: modello geotecnico*

*Nell'ambito degli elaborati esecutivi il progettista riesamina criticamente il complesso delle citate indagini geognostiche (non sono state eseguite nuove esplorazioni) e conferma l'assetto stratigrafico posto a base delle verifiche dei singoli manufatti*

*Al riguardo si segnala che per il manufatto "C" la stratigrafia di riferimento non corrisponde a quella indicata nella schematizzazione del progetto definitivo, probabilmente per un refuso, e quindi occorre apportare la relativa correzione.*

Le due stratigrafie analizzate nella Relazione di calcolo e nella relazione geotecnica, differiscono dalla profondità di 20 m a quella di 37 m; nel progetto esecutivo del manufatto, poiché l'obiettivo è quello di ricavare i cedimenti a lungo termine del manufatto stesso, si è deciso di operare a favore di sicurezza trascurando lo strato di UG2A, che dai dati disponibili risulta discontinuo, e considerando un unico strato di materiale UG2B, di caratteristiche geotecniche più scadenti.

**Pag.6 – Progetto esecutivo 2020: modello geotecnico**

*Circa la caratterizzazione dei materiali, il progettista, oltre ad eseguire una disamina complessiva delle risultati delle indagini che lo hanno condotto a confermare i valori di sintesi di cui alla precedente tabella 1, ha ritenuto di dover specializzare meglio, nell'ambito dei singoli profili, i parametri caratteristici, prendendo a riferimento le indagini più specificatamente ricadenti nelle corrispondenti aree di influenza. In questa disamina però emergono delle incongruenze da giustificare/eliminare.*

*Nella sezione 2 (profilo 1) e nella sezione 1 (profilo 2) sono riportati valori di angolo di attrito che non trovano riscontro dalle prove di laboratorio ( $\varphi' = 41^\circ$ )<sup>1</sup>*

<sup>1</sup> Probabilmente si tratta di un refuso tra coesione ed angolo di attrito, ma occorre verificare i valori adottati nelle verifiche di stabilità

Trattasi di un refuso che verrà corretto.

A pagina 7 e 8, Tabella 1 e 2 della “Relazione geotecnica – fondazioni rilevati e verifiche di stabilità – BAG307ARGRRE021” si riporta erroneamente per gli strati UG2B un valore di coesione di 17 kPa e angolo di attrito di  $41^\circ$ , mentre nella relazione di riferimento per la geotecnica “Relazione Geotecnica Generale – BAG303GEORRE031”, all'interno dei commenti alla caratterizzazione geotecnica del Profilo 1 (Sezione di calcolo 2), a pagina 141 si riportano i valori corretti di coesione di 41 kPa e angolo di attrito di  $17^\circ$ , mentre per il Profilo 2, a pagina 152 si riportano i valori corretti di coesione pari a 5 kPa e angolo di attrito pari a  $25^\circ$ .

**Pag.7 – Progetto esecutivo 2020: modello geotecnico**

*Parimenti per l'unità 2B, nel profilo 4 e 7, viene espresso che per profondità maggiori di circa 15 m “si hanno strati deboli con coesione nulla”. Per il profilo 8 viene anche indicato che “il valore di coesione risulta essere inferiore al valore medio dei parametri generali ad una profondità di circa 20 m” e per il profilo 9 viene parimenti indicato che “sono presenti livelli di debolezza a 20-25 m da p.c. con valori di coesione nulla”.*

*Tali affermazioni non trovano riscontro nella caratterizzazione adottata per tutti i manufatti, che è invece pari a quella generale. Di tali affermazioni occorre pertanto fornire adeguato riscontro.*

Sarà dato il riscontro richiesto; in ogni caso tali valori risultano essere puntuali e riferibili ad un numero esiguo di prove, quindi non si possono associare ad interi ed estesi volumi di terreno.

**5. VERIFICHE GEOTECNICHE****Pag.8 – Verifiche manufatti “A e B”**

*[...] L'assunzione sulle sottopressioni, per quanto supportata da analisi di filtrazione in rapporto all'uso antipioggia dell'opera, non risulta coerente con le attuali norme che prevedono espressamente un regime di sottopressioni convenzionali agente sotto la base della fondazione della diga (differenziato in presenza o in assenza – come nel caso*



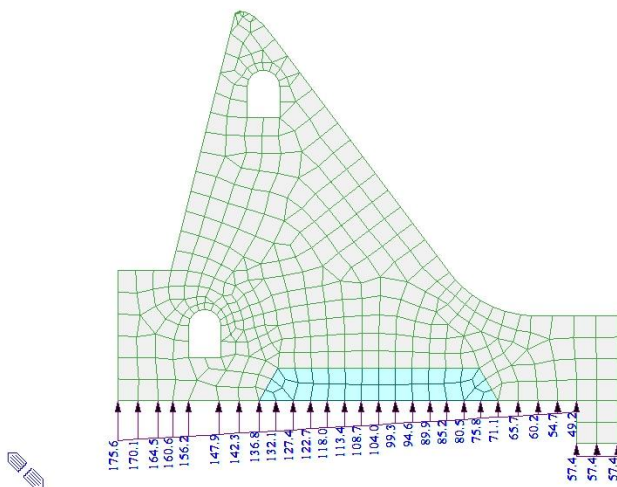
*di specie – di drenaggi); inoltre a lungo termine non può escludersi una perdita di efficienza di tenuta del predetto schermo per possibili difetti di costruzione o degradamenti che possono intervenire nel tempo; in questo ultimo caso le permeabilità dei terreni di fondazione non sono sufficientemente basse ed omogenee per assicurare l'assunzione del progettista. Si ritiene pertanto che le relative verifiche debbano considerare uno schema di sottopressioni conforme alle NTD2014.*

Lo schermo in jet-grouting è stato appositamente progettato al fine di ridurre le sottopressioni agenti sotto il corpo diga e a tale scopo è prevista, in corrispondenza dei manufatti stessi, la realizzazione del diaframma con una doppia fila di colonne di jet grouting compenstrate, disposte a quinconce, con interasse pari a 50 cm (vedere elaborato BAG3-07-ARG-D-PL-06). Al fine di determinare l'andamento delle sottopressioni è stata svolta un'analisi del moto di filtrazione, comunque prevista dalle NTD par. D.2.2.1 per situazioni geometriche particolari. Tale analisi ha dimostrato che l'andamento delle sottopressioni in regime stazionario è analogo a quello presente in esercizio (quota di falda coincidente con l'estradosso della fondazione). Con riferimento alla condizione/verifiche a lungo termine ed all'eventuale perdita di efficienza del sistema di tenuta, va notato che tale condizione è rappresentata, per definizione, dalla condizione di carico quasi permanente, nella quale non è previsto l'invaso della diga, essendo quest'ultimo appartenente ad una condizione di carico eccezionale. Pertanto, rappresentando l'evento di piena una situazione eccezionale, si ritiene di poter fare affidamento a tutte le risorse del manufatto, giustificando le ipotesi mediante le analisi del moto di filtrazione.

Tuttavia, al fine di soddisfare comunque la richiesta, si riportano di seguito le verifiche a scorrimento sul piano di posa considerando le sottospinte idrauliche dovute alle pressioni interstiziali, in conformità a quanto indicato al paragrafo D.2.2.1 delle NTD14. Data l'assenza di drenaggi, le sottopressioni sono assunte variabili linearmente su tutto lo spessore di base della struttura fra i valori estremi:

- in corrispondenza del paramento di monte: la pressione idrostatica di monte;
- in corrispondenza del paramento di valle: la pressione idrostatica di valle.

A titolo di esempio, si riporta l'andamento delle sottopressioni per il concio sfiorante del manufatto A.



Sottospinta idraulica 130.9 m s.l.m. (Tr=200 anni)

Nelle tabelle che seguono sono mostrate le verifiche a scorrimento. Per la definizione delle combinazioni di carico si rimanda alle relazioni di calcolo:

- Elaborato BAG3-08-MRA-R-RE-01 – Manufatto A – Relazione di calcolo - Pag. 44;
- Elaborato BAG3-08-MRB-R-RE-01 – Manufatto B – Relazione di calcolo – Pag. 47.

#### Manufatto A – conci sfioranti

Condizioni statiche					
Load	V <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> = N <sub>Ed</sub> x tanΦ <sub>d</sub> '	S <sub>passiva</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> /V <sub>Ed</sub>
ECC_SLU 1	18673.92	31745.58	18451.61	3157	1.19
ECC_SLU 2	16350.11	29984.91	17428.25	3157	1.32
ECC_SLU 3	18039.11	29448.26	17116.33	3157	1.15
ECC_SLU 4	16601.04	29071.1	16897.11	3157	1.26
SLU	1065.46	38355.1	22293.29	-	20.92

Si considera il 50% spinta passiva in condizioni statiche S<sub>p</sub> = 3157 kN.

Condizioni sismiche					
Load	V <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> = N <sub>Ed</sub> x tanΦ <sub>d</sub> '	S <sub>passiva</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> /V <sub>Ed</sub>
SLC_RSL	43622.59	27708.79	16098.81	-	0.37
SLC_RSL_BETA	28642.50	30803.66	17896.93	2540.00	0.69
SLC_NTC08	38799.17	28818.91	16743.79	-	0.43
SLC_NTC08_BETA	25409.44	30988.68	18004.42	2665.00	0.79

Si considera il 50% spinta passiva in condizioni sismiche S<sub>p</sub> = 2540 kN, 2665 kN.

**Manufatto A – conci con luce sotto battente**

Condizioni statiche					
Load	V <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> = N <sub>Ed</sub> x tanΦ <sub>d'</sub>	S <sub>passiva</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> /V <sub>Ed</sub>
ECC_SLU 1	18575.26	36724.45	21336.91	1380.00	1.24
ECC_SLU 2	16620.24	34435.85	20007.23	1380.00	1.31
ECC_SLU 3	18109.24	33796.07	19635.52	1380.00	1.17
ECC_SLU 4	16518.45	33072.72	19215.25	1380.00	1.27
SLU	2517.52	42647.01	24777.91	1380.00	21.78

Si considera il 50% spinta passiva in condizioni statiche S<sub>p</sub> = 1380 kN.

Condizioni sismiche					
Load	V <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> = N <sub>Ed</sub> x tanΦ <sub>d'</sub>	S <sub>passiva</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> /V <sub>Ed</sub>
SLC_RSL	45074.81	32397.15	18822.74	-	0.42
SLC_RSL_BETA	28111.55	35714.75	20750.27	1110.00	0.77
SLC_NTC08	40127.64	33587.15	19514.14	-	0.49
SLC_NTC08_BETA	26297.65	35913.08	20865.50	1164.00	0.83

Si considera il 50% spinta passiva in condizioni sismiche S<sub>p</sub> = 1110 kN, 1164 kN.

**Manufatto B – conci sfioranti**

Condizioni statiche					
Load	V <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> = N <sub>Ed</sub> x tanΦ <sub>d'</sub>	S <sub>passiva</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> /V <sub>Ed</sub>
ECC_SLU 1	15533.07	26707.78	15517.22	2268.00	1.17
ECC_SLU 2	7727.71	23338.74	13559.81	2268.00	2.48
ECC_SLU 3	9159.09	22947.06	13332.24	2268.00	1.93
ECC_SLU 4	3897.15	23595.27	13708.85	2268.00	8.41
ECC_SLU 5	3186.67	24100.43	14002.35	2268.00	15.24
ECC_SLU 6	9468.68	32215.27	18717.07	2268.00	2.60
SLU	947.37	33120.49	19243.01	-	20.31

Si considera il 50% spinta passiva in condizioni statiche S<sub>p</sub> = 2268 kN.

Condizioni sismiche					
Load	V <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> = N <sub>Ed</sub> x tanΦ <sub>d'</sub>	S <sub>passiva</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> /V <sub>Ed</sub>
SLC_RSL	33909.26	23769.11	13809.85	-	0.41
SLC_RSL_BETA	22858.37	26022.09	15118.84	1824.00	0.72
SLC_NTC08	30449.34	24577.25	14279.38	-	0.47
SLC_NTC08_BETA	21467.96	26156.78	15197.09	1914.00	0.78

Si considera il 50% spinta passiva in condizioni sismiche S<sub>p</sub> = 1824 kN, 1914 kN.

Dalle tabelle precedenti risulta che le verifiche in condizioni statiche risultano essere comunque soddisfatte nel caso in cui si consideri la totale assenza del sistema di tenuta idraulica e quindi un diagramma di sottopressioni sotto i conci diga di tipo trapezoidale (assenza di drenaggi).

Invece, con riferimento alle verifiche sismiche, trascurando la presenza dello schermo in jet-grouting, si hanno coefficienti di verifica inferiori di circa il 50% rispetto a quelli riportati nelle relazioni di calcolo valutati considerando la presenza dello schermo in jet-grouting.

**Pag.8 – Verifiche manufatti “A e B”**

*Occorre anche tenere presente che le verifiche (tensionali e allo scorrimento) all'interno del corpo diga sono state ritenute dal progettista assolte implicitamente dai risultati ottenuti con il modello agli elementi finiti che restituiscono tensioni di trazione nulle e di compressione molto inferiori alle resistenze di progetto del calcestruzzo. L'assunzione sull'inutilità delle verifiche a scorrimento su riprese di getto all'interno del corpo dello sbarramento in cls andrebbe verificata anche con la presenza del citato regime di sottopressioni da assumere anche all'interno del corpo diga con il relativo diagramma prescritto dalle NTD2014.*

L'ipotesi progettuale che considera l'assenza di sottopressioni all'interno della struttura in calcestruzzo è confermata dalle seguenti considerazioni:

- Diversamente da una diga, nelle opere in esame la presenza di acqua all'interno dell'invaso e la permanenza dei livelli di massimo invasato è limitata a poche ore durante la vita nominale della struttura.
- La bassa permeabilità del calcestruzzo consente di escludere che durante l'invaso si instaurino significativi fenomeni di filtrazione all'interno della struttura; in corrispondenza delle riprese di getto, al fine di ripristinare la continuità della struttura, si prescrive che le superfici siano soggette a graffiatura in modo da ottenere una superficie con scabrezza di almeno 3 mm e passo circa 40 mm; tale indicazione è riportata nel paragrafo 3.1 dell'elaborato BAG3-08-MRA-R-RE-01 – Manufatto A – Relazione di calcolo e nel paragrafo 3.1 dell'elaborato BAG3-08-MRA-R-RE-01 – Manufatto A – Relazione di calcolo;
- Il tempo limitato durante il quale la cassa rimane invasata e la bassa permeabilità del calcestruzzo non rendono possibile un accumulo di pressione nei pori all'interno dell'intero corpo diga.

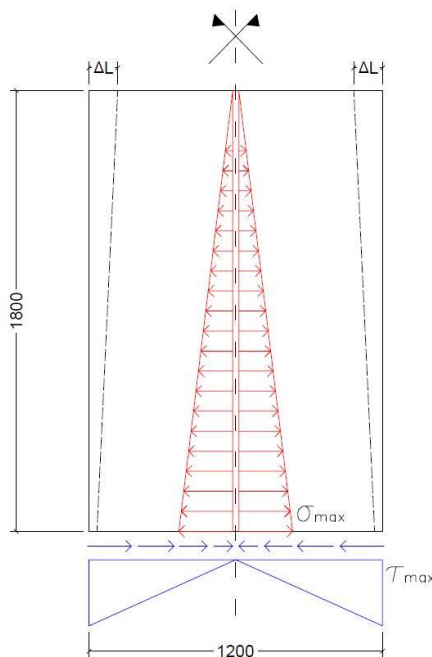
**Pag.8 – Verifiche manufatti “A e B”**

*Per inciso, si segnala che, nonostante nella parte generale venga riportato lo schema delle azioni da portare in conto come da NTD2014, non vengono poi prese in considerazione le azioni termiche (stagionali e da calore di idratazione). Tale scelta, in considerazione del fatto che la diga risulta di dimensioni contenute con presenza di giunti di dilatazione, potrebbe essere condivisibile, ma deve essere esplicitata e motivata nella pertinente relazione di progetto*

L'assunzione di progetto è stata motivata al paragrafo 4.1 delle relazioni di calcolo.

A titolo di esempio, si valutano le tensioni di trazione/compressione prodotte nel corpo diga da una variazione di temperatura stagionale.

Lo schema di calcolo, semplificato ma che consente di cogliere l'ordine di grandezza delle tensioni, è di seguito illustrato per un concio diga tipologico.



In sommità lo spostamento è libero; dunque  $\sigma = 0$

All'interfaccia col terreno lo spostamento è contrastato dall'attrito e dunque la tensione è massima ( $\sigma = \sigma_{\max}$ ).

In combinazione caratteristica la pressione alla base della diga è circa pari a 200 kPa, pertanto si ha

$$\tau_{\max} = 200 \times \tan 26^\circ = 145.3 \text{ kPa}$$

l'equilibrio della metà del concio si scrive

$$\sigma_{\max} \times 18 / 2 = \tau_{\max} \times 12 / 4$$

e dunque

$$\sigma_{\max} = \pm 48.4 \text{ kPa} \equiv \pm 0.048 \text{ MPa}$$

il valore della tensione longitudinale (di trazione o di compressione) risulta pertanto estremamente contenuto, inferiore al valore limite ammesso per la tensione di trazione (par. D 2.2.2 NTD2014) pari a

$$\sigma'_c = 0.21 \times f_{ctm} = 0.21 \times 2.56 = 0.54 \text{ MPa}$$

**Pag.9 – Verifiche manufatti “A e B”**

*Per la verifica allo scorrimento (sul piano di fondazione) la combinazione delle azioni che restituisce il fattore di sicurezza inferiore ( $F_s=1,8>1,15$ ) è quella denominata ECC\_SLU1 che considera presenza di acqua a monte per un livello idrico raggiungibile in occasione di una piena con  $TR = 200$  anni (con quota di massimo invaso a monte pari a 144.9 m s.m. e quota a valle pari a 130.9 m s.m., corrispondente alla quota dell'estradosso della platea della vasca di dissipazione). Tale combinazione porta tuttavia in conto anche la presenza di una spinta passiva esercitata dal terreno presente a valle il cui contributo viene ridotto al 50% di quello desunto dalla teoria di Rankine. A tale riguardo non si ritiene di poter condividere la scelta adottata in quanto la spinta passiva del terreno, per quanto ridotta alla metà, necessita di grandi spostamenti per mobilitarsi, da ritenersi non compatibili con le norme di settore.*

Si riporta di seguito la valutazione dello spostamento necessario a mobilitare il 50% della spinta passiva. Risulta uno spostamento di 6.8 mm in assenza di falda e di 4.7 mm in presenza di falda. Entrambi rappresentano valori accettabili e compatibili con la funzionalità dell'opera.

La valutazione è eseguita mediante il codice ad elementi finiti “Paratie” della Ce.A.S. di Milano.

**METODO DI CALCOLO**

Il codice consente di analizzare il comportamento di un elemento strutturale parzialmente o totalmente immerso nel terreno con un modello agli elementi finiti eseguendo una analisi statica incrementale non lineare.

Ogni passo dell'analisi coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata dalle quote del terreno a monte e a valle dell'opera, da una ben precisa disposizione dei carichi e/o degli eventuali elementi interagenti con l'opera, nonché dai parametri geotecnici dei terreni.

Gli elementi finiti terreno sono molle caratterizzate da un legame costitutivo di tipo elastoplastico-incrudente, ciò che consente di tenere conto dei più importanti aspetti del comportamento dei terreni osservati sperimentalmente.

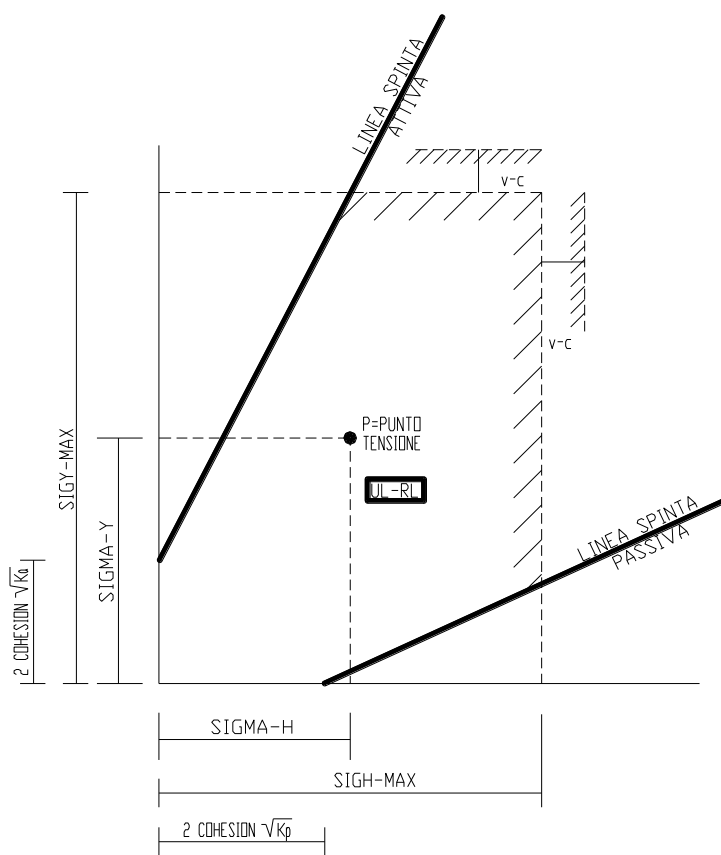
Da questo discende che ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti: lo sviluppo delle deformazioni plastiche nel terreno ad un certo passo di carico condiziona la risposta della struttura per i passi successivi.

**MODELLO DEL TERRENO**

In base alle due componenti di sforzo efficace tensione verticale e tensione orizzontale viene definita una funzione di plasticità che individua un determinato stato nel quale l'elemento finito terreno si trova e dunque le differenti caratteristiche di rigidità secondo le quali esso reagisce.

Si stabilisce in questo modo una relazione tra stato tensionale e stato deformativo (vedi figura).





In pratica sono possibili tre tipi di situazioni (stati):

- Fase elastica: l'elemento si comporta elasticamente; questa fase corrisponde ad una porzione di terreno che si trova in fase di scarico-ricarico, che viene sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentali (si pensi al comportamento di un terreno sovraconsolidato). Questa fase viene identificata con la sigla UL-RL (Unloading-Reloading).
- Fase incrudente: L'elemento viene sollecitato a livelli tensionali mai ancora sperimentati. È questo per esempio il caso di terreni durante la fase di deposizione del banco di materiale a cui appartengono. Fisicamente questo comportamento può essere visto come un comportamento incrudente. La rigidità con cui reagisce il terreno è inferiore a quella relativa alla fase precedente, ma non nulla. Inoltre, qualora il processo di carico tendesse ad invertirsi, il terreno andrebbe in fase di scarico-ricarico. La fase incrudente è identificata dalla sigla V-C (Virgin Compression).
- Collasso: Il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione non più compatibile con la resistenza del materiale. Il criterio di rottura è definito attraverso l'angolo di attrito e la coesione. Questa fase corrisponde a quelle che solitamente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva. Si ricorda che non sono tanto importanti i valori delle singole componenti principali di sforzo, quanto la differenza fra essi (che rappresenta il massimo sforzo di taglio). Il collasso viene identificato attraverso la parola ACTIVE o PASSIVE.

La rigidità del terreno (espressa attraverso il modulo elastico) viene definita relativamente allo stato di V-C ed attraverso un fattore di amplificazione per ottenere il valore di rigidità propriamente elastica in fase di UL-RL. La resistenza del terreno viene poi definita attraverso i soli coefficienti di spinta attiva e passiva. Questi coefficienti possono essere ricavati dall'angolo di attrito del materiale (attraverso le note formule).

Infine per caratterizzare lo stato tensionale iniziale viene definito il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ .

### PARAMETRI GEOTECNICI

Le caratteristiche meccaniche del terreno sono le medesime utilizzate per le verifiche di tipo geotecnico dei conci diga:

peso specifico terreno:  $\gamma'_t = 19 \text{ kN/m}^3$

angolo di attrito interno:  $\varphi' = 36^\circ$

costante in compressione vergine:  $R_{vc} = 100000 \text{ kN/m}^2$

angolo di attrito terreno-parete:  $\delta_a = \delta_p = 0^\circ$

coeff. di spinta attiva:  $K_a = 0.260$

coeff. di resistenza passiva:  $K_p = 3.852$

coeff. di spinta a riposo:  $K_0 = 0.412$

Il modulo elastico del terreno viene assunto variabile con la profondità secondo la legge:

modulo elastico in compressione vergine  $E_{vc} = R_{vc} \times (\sigma_H / P_a)^n$

modulo elastico in fase di scarico-ricarico  $E_{ur} = r \times E_{vc}$

essendo  $n = 0.5$ ,  $r = 2$ ,  $\sigma_H$  la tensione efficace orizzontale, e  $P_a$  la pressione di riferimento pari alla pressione atmosferica.

I valori assunti per  $n$  e  $r$ , reperibili in letteratura, sono tipici per i terreni del sito.

### VALUTAZIONE DELLO SPOSTAMENTO

Si vuole valutare lo spostamento di un manufatto immerso nel terreno in questione corrispondente alla mobilitazione del 50% della resistenza passiva del terreno (valore impiegato per le verifiche dei conci diga).

Il modello di calcolo è costituito da una parete in c.a. di altezza 4 m e spessore 2 m totalmente immersa nel terreno.

Ad essa viene applicata una forza orizzontale ad una quota tale che, grazie anche alla rigidità della parete, lo spostamento sia circa costante lungo la sua altezza.

In conseguenza di tale spostamento anche le pressioni tra parete e terreno, inizialmente pari alla spinta a riposo, si modificano.

Il calcolo è eseguito per un metro di parete sia in assenza di falda che con falda a piano campagna; le unità di misura utilizzate sono kN e m.

### ASSENZA DI FALDA

Con i parametri indicati, per un metro di parete si ha:

$$\text{spinta attiva } S_a = 0,5 \times \gamma'_t \times h^2 \times K_a = 0,5 \times 19 \times 4^2 \times 0,260 = 39,52 \text{ kN}$$

$$\text{resistenza passiva } S_p = 0,5 \times \gamma'_t \times h^2 \times K_p = 0,5 \times 19 \times 4^2 \times 3,852 = 585,50 \text{ kN}$$

per mobilitare il 50% della resistenza passiva si deve pertanto applicare una forza orizzontale tale che

$$F + S_a = 0,5 \times S_p$$

e dunque

$$F = 0,5 \times 585,5 - 39,52 = 253 \text{ kN}$$

L'analisi del modello descritto viene eseguita in due fasi di calcolo successive:

- 1- Condizioni iniziali: assenza della forza applicata
- 2- Applicazione della forza orizzontale.

Di seguito è riportato l'output grafico prodotto dal codice di calcolo, ed in particolare:

- Schema di calcolo fase 1
- Schema di calcolo fase 2
- Pressioni terreno-parete in fase 1 [kN/m<sup>2</sup>]
- Pressioni terreno-parete in fase 2 [kN/m<sup>2</sup>]
- Spostamento tra fase 1 e fase 2 [m]

Si acclude inoltre il tabulato completo prodotto dal codice di calcolo contenente input e output.

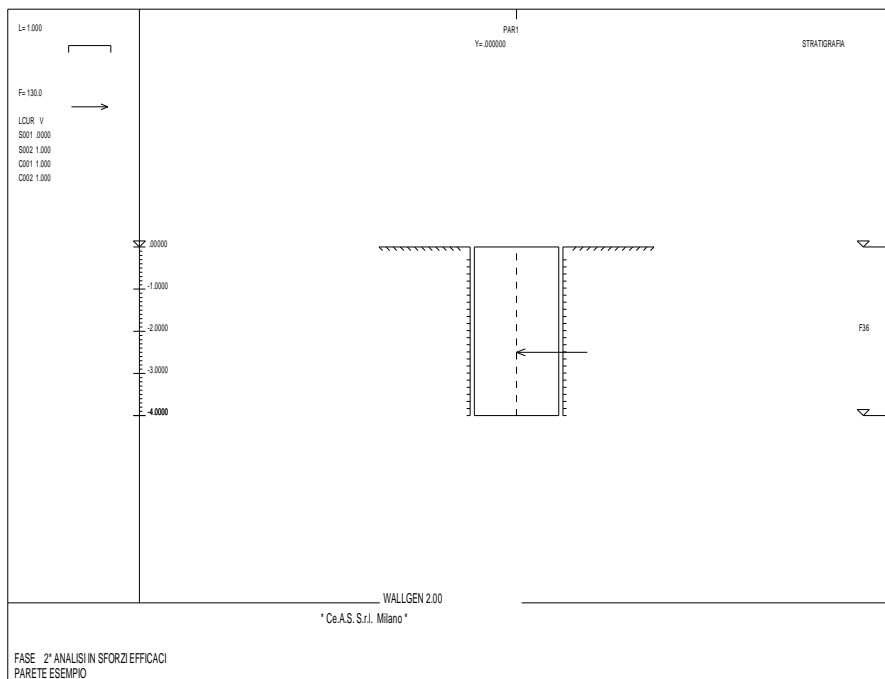
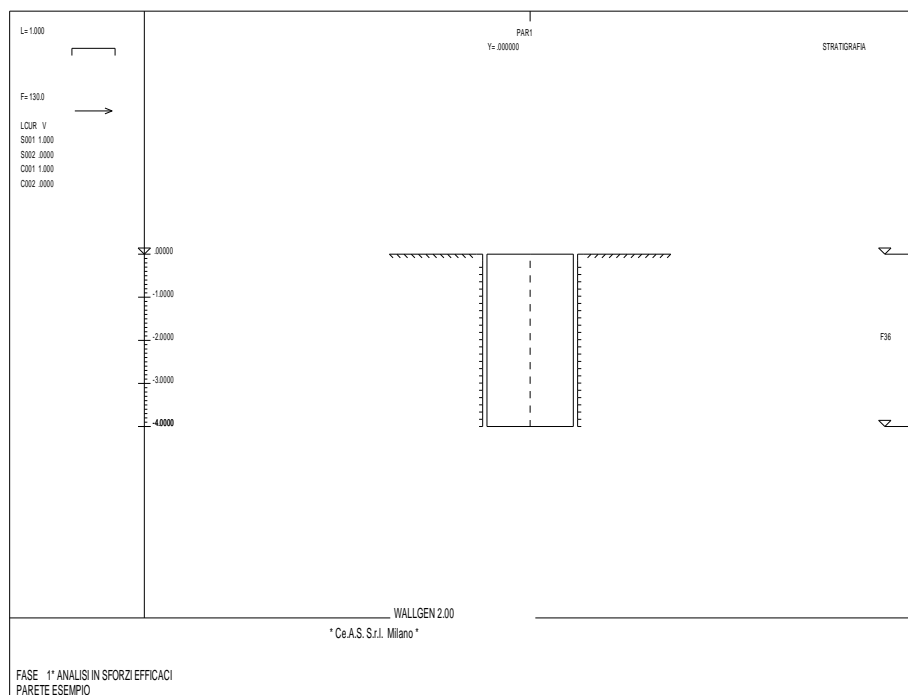
Dal diagramma delle pressioni in fase 2 si vede come il terreno dal lato di applicazione della forza orizzontale si trovi in condizioni di spinta attiva, mentre dal lato opposto è in una condizione di deformazione intermedia tra stato di riposo e quello di rottura (resistenza passiva).

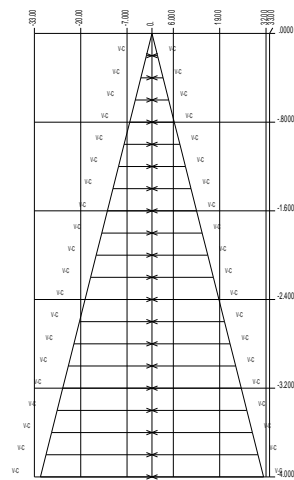
Lo spostamento della parete è pari a 0,0068 m (6,8 mm).

Si sottolinea che tale spostamento è stato valutato ipotizzando che il terreno si trovi nelle condizioni di deposizione naturale, e non sia mai stato caricato oltre il livello attuale e successivamente scaricato (p.es. in seguito ad uno scavo, compattato, etc.), quindi reagisce con un modulo elastico relativo ad una condizione di compressione vergine.

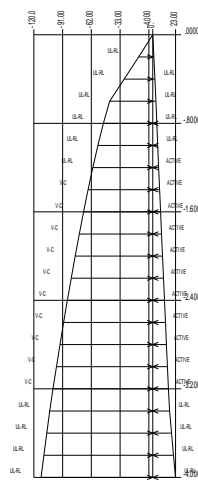
Pertanto il calcolo è eseguito in condizioni conservative.

In realtà, per realizzare la cassa di espansione il terreno verrà scavato e quindi scaricato rispetto alle condizioni originarie; perciò reagirà con un modulo elastico più alto, trovandosi in una condizione di scarico-ricarico e gli spostamenti reali saranno più bassi di quelli, comunque molto piccoli, calcolati.

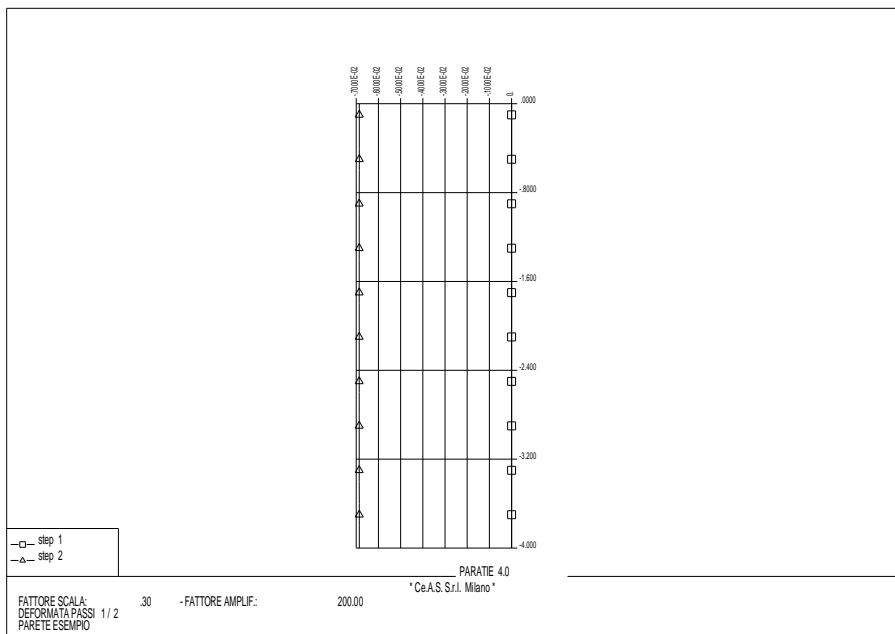




PRESSIONI ORIZZONTALI EFFICACI  
STEP 1 SCALA GEOM.  
PARETE ESEMPIO .30



PRESSIONI ORIZZONTALI EFFICACI  
STEP 2 SCALA GEOM.  
PARETE ESEMPIO .30



### FALDA A PIANO CAMPAGNA

Si ripete la valutazione del par. precedente considerando la presenza di falda al piano campagna.

Con i parametri indicati, per un metro di parete si ha:

$$\text{spinta attiva } S_a = 0,5 \times \gamma'_t \times h^2 \times K_a = 0,5 \times 9 \times 4^2 \times 0,260 = 18,72 \text{ kN}$$

$$\text{resistenza passiva } S_p = 0,5 \times \gamma'_t \times h^2 \times K_p = 0,5 \times 9 \times 4^2 \times 3,852 = 277,34 \text{ kN}$$

per mobilitare il 50% della resistenza passiva si deve pertanto applicare una forza orizzontale tale che

$$F + S_a = 0,5 \times S_p$$

e dunque

$$F = 0,5 \times 277,34 - 18,72 = 120 \text{ kN}$$

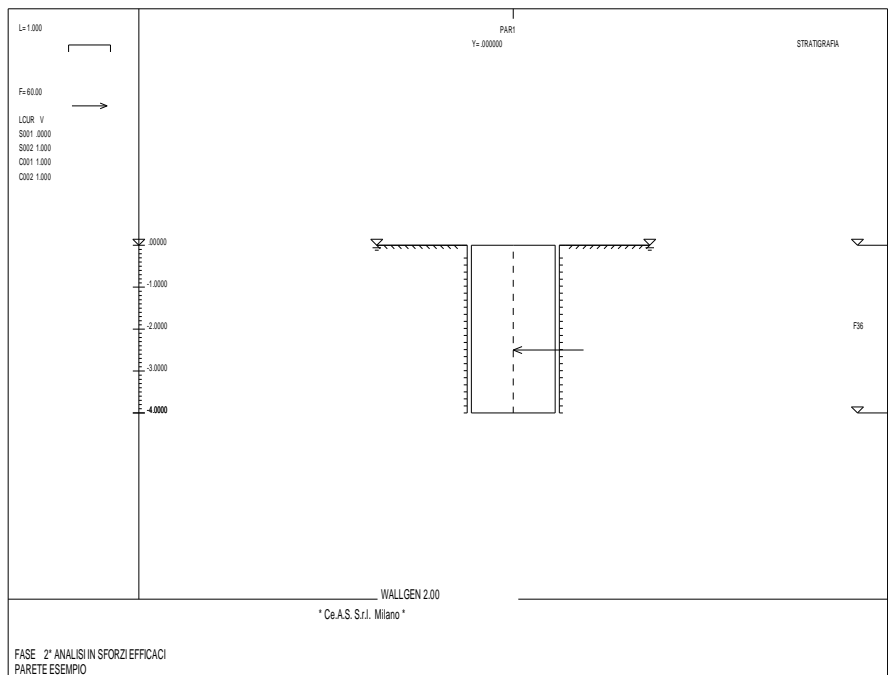
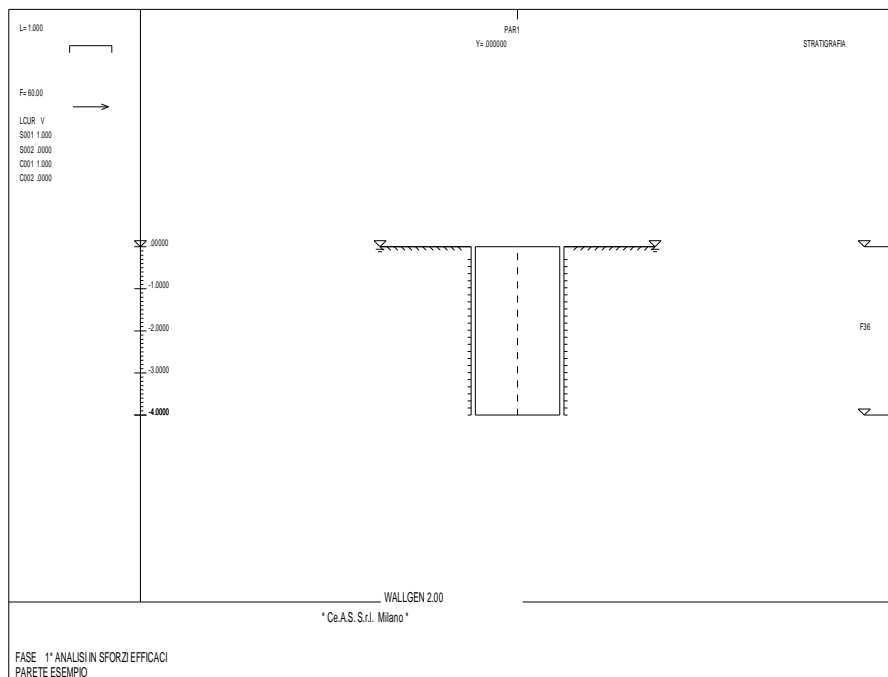
Di seguito è riportato l'output grafico prodotto dal codice di calcolo.

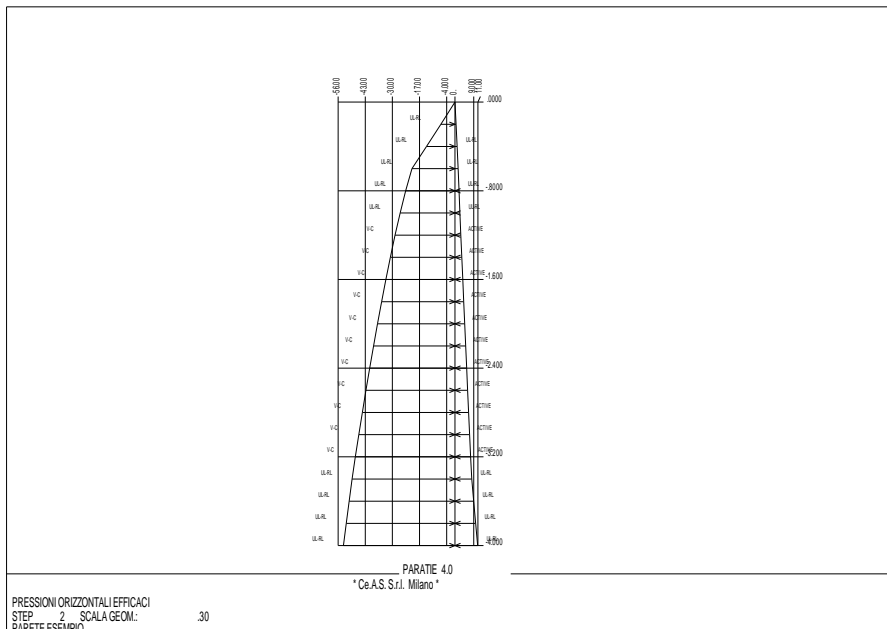
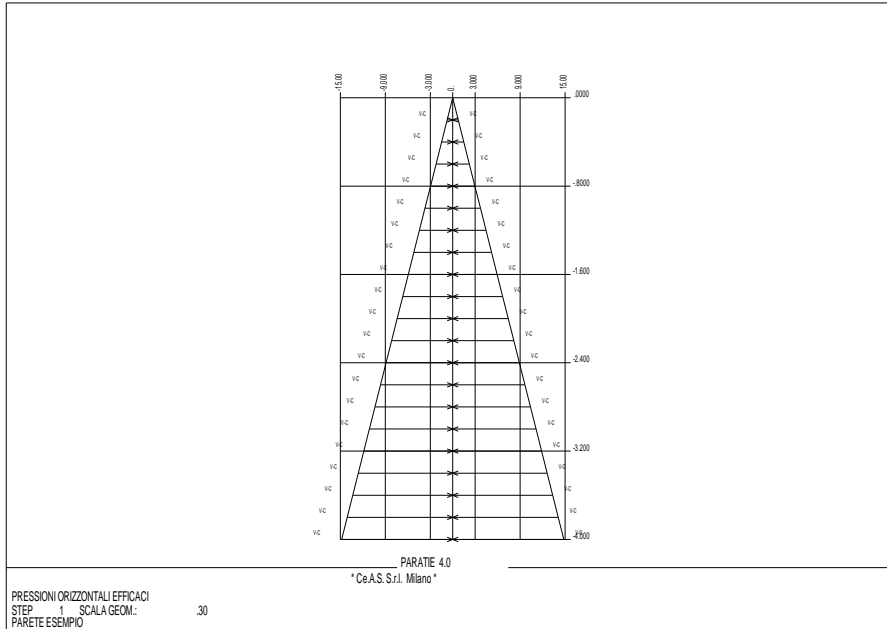
Si acclude inoltre il tabulato completo prodotto dal codice di calcolo contenente input e output.

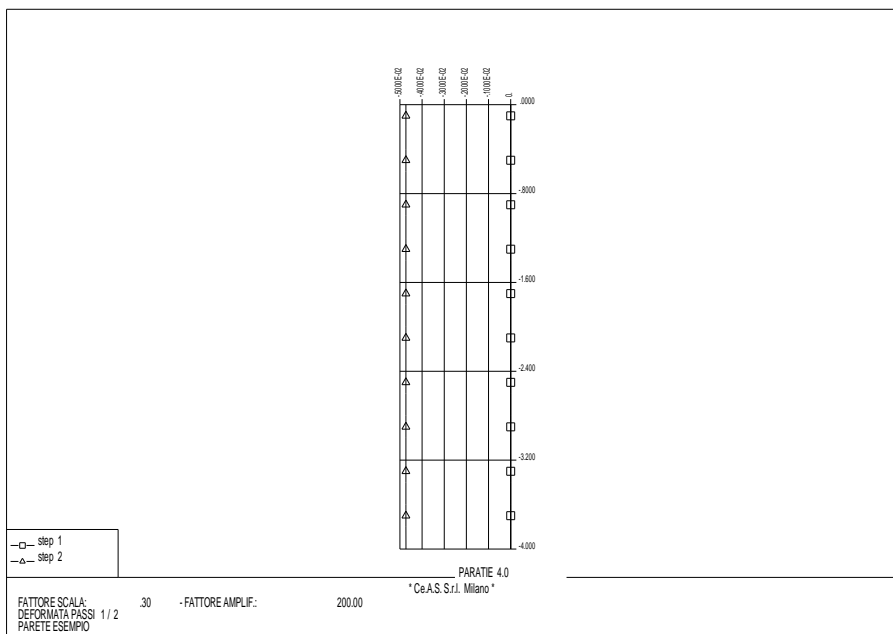
Valgono considerazioni del tutto analoghe a quelle svolte per il caso di falda non influenzante l'opera.

Lo spostamento della parete è pari a 0,0047 m (4,7 mm), minore che nel caso di assenza di falda.









#### Pag.9 – Verifiche manufatti “A e B”

*[...] Nelle verifiche è stata presa a riferimento la PGA e non l’accelerazione risultante da un’eventuale amplificazione per tener conto del periodo di vibrare della struttura. Si osserva, come già osservato, che nelle verifiche è stata ancora considerata, in alcune ipotesi (v. tabella seguente), la spinta passiva esercitata dal terreno di valle sul manufatto, ridotta al 50% in accordo al paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC2008 valido solo per i muri di sostegno*

In accordo al parere n.52/2017 reso dall’Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, si è applicato il metodo pseudostatico moltiplicando l’intera massa della struttura per l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito. Tale approccio è stato considerato, dalla suddetta assemblea, più cautelativo rispetto ad un’analisi modale semplificata.

In merito alla spinta passiva, si rimanda alle considerazioni esposte al punto precedente.

#### Pag.12 – Verifiche manufatti “A e B”

*[...] Pur ritenuti ammissibili i risultati in precedenza descritti, considerando alcune ipotesi cautelative assunte alla base (accelerazioni incrementate rispetto a quelle delle NTC2008, eliminazione del contributo di resistenza offerto dalla vasca e dal terreno a valle, contemporaneità di presenza di acqua a monte con il sisma) si ritiene necessario ripercorrere le stesse verifiche considerando un livello idrico di monte pari a quello massimo di regolazione e un*

*diagramma di sottopressione più conforme a quello di norma (NTD2014). E' altresì opportuno che le verifiche, sia pseudostatiche che dinamiche, almeno per le combinazioni più significative, siano ripetute anche con riferimento all'input sismico da normativa, senza incrementi conseguenti allo studio sismotettonico. Tenuto conto dei predetti risultati e di quelli delle verifiche pseudostatiche, che assumerebbero valori ancora inferiori modificando in coerenza con le norme alcune ipotesi o condizioni al contorno, il progettista non ha inoltre chiarito perché non ha ritenuto opportuno il preventivo consolidamento dei terreni di fondazione dei manufatti di sbarramento (accorgimento ad esempio attuato in altri casi simili); si ritiene pertanto necessaria una esplicita rivalutazione in tal senso, ulteriore a quella riferita unicamente ai cedimenti attesi.*

Nell'ambito dell'analisi dinamica, trattandosi di analisi FEM2d, le pressioni neutre del terreno e delle relative interfacce a contatto con il manufatto diga, vengono generate mediante una preliminare analisi di tipo idraulico. Nel caso in esame la presenza di un carico idraulico monte-valle comporta necessariamente l'analisi di un processo di filtrazione attorno al manufatto. Le pressioni neutre così determinate includono pertanto le perdite di carico che si generano in questo processo (funzione della permeabilità dei terreni). L'imposizione di un regime di sotto pressioni convenzionale comporterebbe un'incongruenza della soluzione numerica idraulica, che introdurrebbe una imprecisione nelle successive analisi numeriche dinamiche; creerebbe inoltre problemi di risoluzione numerica. Si osserva che lo scostamento rispetto al regime di sottopressione convenzionale è massimo nello spigolo di monte ( $169 - 125 = 44$  kPa) ed è nullo nello spigolo di valle, ove l'assenza di terreno comporta un regime idrostatico perfetto (4.1 kPa).

In ogni caso, per le verifiche allo scorrimento dei manufatti con un regime di sottopressioni lineare, conforme alla normativa, si rimanda alla precedente controdeduzione all'osservazione di pag.8.

Ripetere le analisi con l'input sismico di normativa, come richiesto, significherebbe operare con accelerogrammi al bed-rock (suolo di tipo A) ridotti, ovvero scalati con un fattore  $< 1$ . Pertanto si può affermare che i risultati delle analisi svolte includono cautelativamente anche quelli riferiti all'input sismico di normativa.

Le verifiche pseudostatiche, con riferimento allo scorrimento sul piano di posa sono state effettuate anche con riferimento all'input sismico da normativa (combinazioni di carico denominate SLC\_NTC08 e SLC\_NTC08\_BETA). La combinazione SLC\_NTC08 fa riferimento a coefficienti sismici orizzontali e verticali pari alla PGA valutata secondo lo spettro da normativa (suolo B), mentre, la combinazione SLC\_NTC08\_BETA considera le accelerazioni precedenti ma ridotte per tenere in conto dei possibili spostamenti sul piano di posa (coefficiente  $\beta$  paragrafo 7.11.6.2.1).

Le ipotesi di calcolo e le relative verifiche sono riportate, per tutti gli scenari sopra descritti, nelle relazioni di calcolo dei due manufatti:

*Elaborato BAG3-08-MRA-R-RE-01 – Manufatto A – Relazione di calcolo:*

- paragrafo 4.1 – Pagg.15-19 – Descrizione delle ipotesi alla base del calcolo dell'azione sismica, con indicazione dei coefficienti sismici orizzontali e verticali utilizzati;
- paragrafo 4.5.3 – Pagg. 50-53 – Risultati delle verifiche svolte per i conci sfioranti, con metodo pseudostatico, in condizioni SLC;

- paragrafo 4.6.3 – Pag. 86 - Risultati delle verifiche svolte per i conci con luce sotto battente, con metodo pseudostatico, in condizioni SLC;
- paragrafo 4.8 – Pagg. 115-118 – Sintesi dei principali risultati delle verifiche condotte, in forma tabellare, e conclusioni generali del progettista

*Elaborato BAG3-08-MRB-R-RE-01 – Manufatto B – Relazione di calcolo:*

- paragrafo 4.1 – Pagg.16-20 – Descrizione delle ipotesi alla base del calcolo dell'azione sismica, con indicazione dei coefficienti sismici orizzontali e verticali utilizzati;
- paragrafo 4.5.3 – Pagg. 53-56 – Risultati delle verifiche svolte per i conci sfioranti, con metodo pseudostatico, in condizioni SLC;
- paragrafo 4.8 – Pagg. 118-119 – Sintesi dei principali risultati delle verifiche condotte, in forma tabellare, e conclusioni generali del progettista

Le verifiche all'interno del corpo diga con input sismico da normativa sono implicitamente soddisfatte in quanto già soddisfatte per input sismico maggiore (PGA da analisi sismo tettonica fase 1).

Nell'ambito delle verifiche a scorrimento, vista la natura dei terreni di fondazione sottostanti i manufatti A e B, aventi caratteristiche meccaniche sufficientemente buone, si è ritenuto che un consolidamento del terreno di fondazione mediante colonne di jet-grouting non apportasse benefici significativi rispetto alle verifiche di resistenza globale dei manufatti. Gli incrementi in termini di resistenza e di coefficiente di attrito determinati da un consolidamento di questo tipo non sarebbero tali da modificare sostanzialmente le verifiche a scorrimento e non sarebbero di conseguenza nemmeno giustificabili dal punto di vista economico.

**Pag.13 – Verifiche di stabilità globale dei rilevati**

*[...] nel prendere atto di detti risultati, si rileva che le superfici individuate come critiche per le sezioni 2 e 3 risultano molto superficiali e non di particolare interesse tecnico.*

Le superfici individuate dal programma numerico agli elementi finiti e riportate in relazione identificano quelle con fattore di sicurezza minore tra tutti quelli rilevati; superfici più profonde, sicuramente di interesse tecnico maggiore, hanno comunque fattori di sicurezza maggiori; saranno meglio esplicitate anche queste sotto forma grafica all'interno del capitolo 6 della relazione BAG3-07-ARG-R-RE-02 "RELAZIONE GEOTECNICA - FONDAZIONI RILEVATI E VERIFICHE DI STABILITA'" dove comunque tali figure sono già presenti.

**Pag.13 – Verifiche di stabilità globale dei rilevati**

*[...] parimenti si segnala che molte verifiche riportate in termini di figure con mappe di colore non indicano sempre correttamente il posizionamento della superficie piezometrica (si segnala che anche gli schemi geometrici di figg. 8-*

12 in relazione non sono coerenti con la presenza di un nucleo di tenuta impermeabile interno), che pertanto dette assunzioni devono essere riverificate.

Le figure a cui si fa riferimento in effetti possono risultare fuorvianti e pertanto verranno eliminate in quanto non corrispondono alla posizione calcolata della piezometrica in condizioni di flusso all'interno del corpo del rilevato; la posizione delle superfici piezometriche presentate nelle figure dalla 6 alla 12 della “Relazione geotecnica – fondazioni rilevati e verifiche di stabilità – BAG3-07-ARG-R-RE-02” corrispondono infatti a quelle fittizie iniziali da assegnare al modello di calcolo prima dell'analisi.

Le figure a cui fare riferimento per l'andamento della piezometrica nel corpo del rilevato e con cui è stato realmente effettuato il calcolo di stabilità dello stesso sono riportate nelle figure da 24 a 55.

#### Pag.14 – Verifiche di stabilità globale dei rilevati

[...] Tali risultati destano qualche perplessità e pertanto andranno confermati con ulteriori verifiche da eseguirsi con metodi più convenzionali, come ad esempio mediante l'impiego del codice di calcolo utilizzato per lo scavo lato Sud della vasca. Ciò anche in rapporto ai risultati delle analoghe verifiche di sicurezza eseguite nel progetto definitivo che avevano esplorato la stabilità dei rilevati in condizioni sismiche e invaso pieno (per una piena con tempo di ritorno pari a 100 anni) e in tali ipotesi avevano individuato cerchi di scorrimento critici tutti ricadenti nei rispettivi fianchi - paramenti di valle, con coefficienti di sicurezza generalmente inferiori a quelli in precedenza riportati (v. Tabella seguente).

**Tabella 34** – ODF delle potenziali superfici di scivolamento con riferimento al coefficiente di spinta orizzontale  $k_h$  valutato in condizioni SLC con  $\beta$  pari a 0.31 e livello acqua a +145.70 m s.l.m. (comparto 1) e +143.70 m s.l.m. (comparto 2).

	Sez. tipo 1	Sez. tipo 2	Sez. tipo 3A	Sez. tipo 6	Sez. tipo 7A
ODF	1,007	1,064	1,149	1,364	0,800

Il metodo di calcolo utilizzato per la verifica di stabilità dei rilevati si avvale del programma Plaxis agli elementi finiti, ormai molto diffuso nell'analisi di problematiche geotecniche comprese quelle di stabilità dei pendii che si eseguono attraverso un approccio denominato “Safety Analysis” che è un'applicazione della “Strenght factor reducion” descritta in relazione.

Premesso che il confronto diretto col Progetto Definitivo non è significativo in quanto il corpo del rilevato è strutturalmente cambiato per forma e tipologia di terreni (nucleo argilloso) e piezometrica (soprattutto a valle), la posizione dei cerchi critici (monte o valle) dipende dal verso del sisma orizzontale che è stato indagato in tutte le direzioni; infatti in relazione sono riportate tutte le eventualità, comprese quelle del sisma verticale.

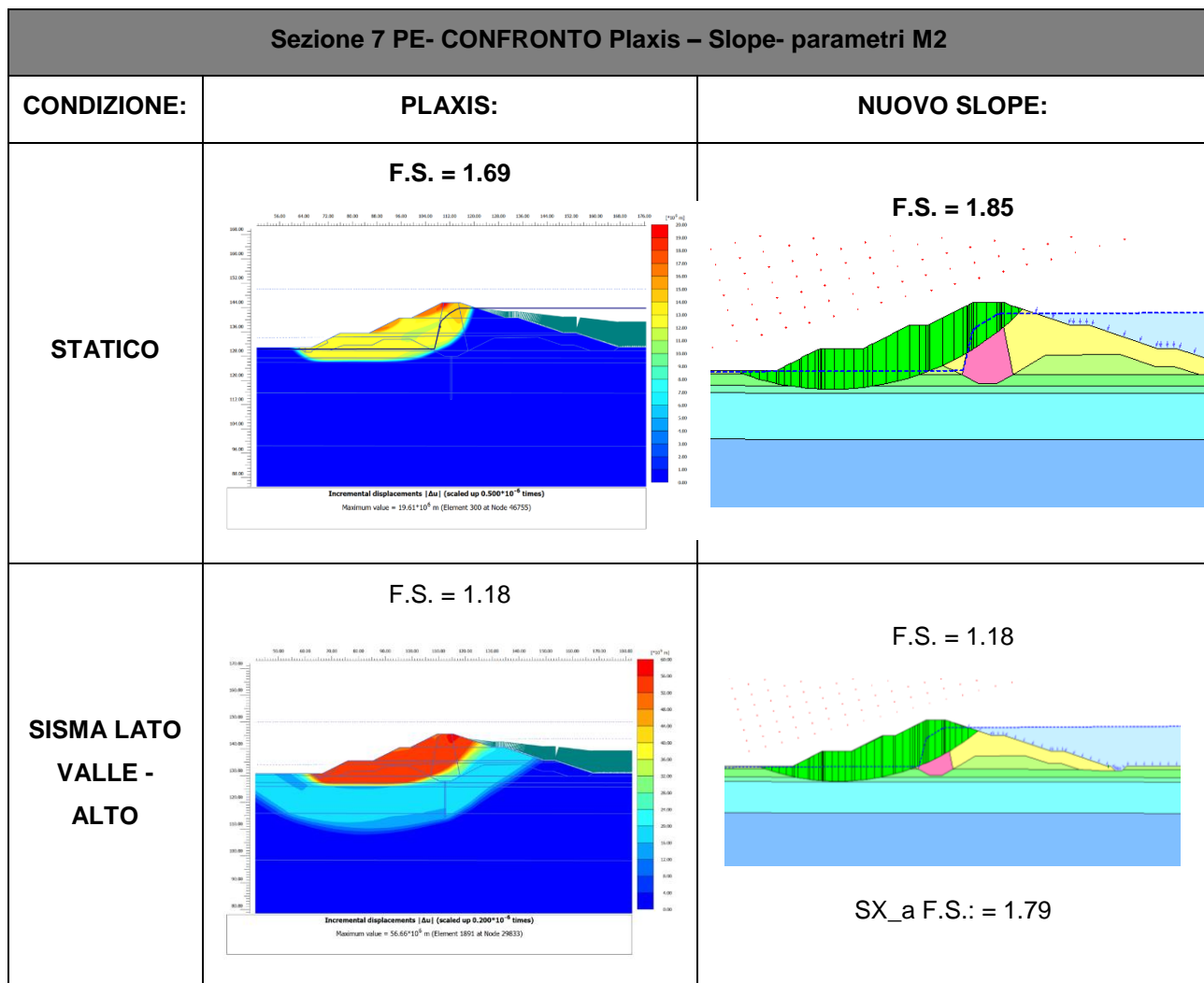
Ad esempio per la citata sezione 7 le figure dalla 56 alla 59 a pagg 59-61 del documento BAG307ARGRRE021 - Relazione geotecnica – Fondazioni rilevati e verifiche di stabilità rappresentano tutti i possibili cerchi compresi quelli



da Voi citati a valle. Si precisa che il programma ricerca le superfici con FS minimo, di conseguenza le altre possibili hanno un FS maggiore.

Per quanto riguarda la richiesta di verificare i risultati con metodi di calcolo più convenzionali e cioè con il Metodo all'Equilibrio limite si riporta di seguito un raffronto, per la sola sezione 7 di PE, fra l'esito dell'analisi numerica Plaxis ed un nuovo modello all'Equilibrio limite (programma Slope) appositamente predisposto in questa sede come riscontro alle Vostre osservazioni.

Ovviamente siccome i metodi sono teoricamente diversi (es: i metodi numerici tengono conto sia dell'equilibrio che della congruenza del problema, al contrario dei metodi dell'equilibrio limite) i risultati non possono essere identici ma si vede come i cerchi critici e i valori di FS sono assolutamente confrontabili e quindi ingegneristicamente possono ritenersi uguali. Si riporta per confronto anche la superficie critica ottenuta sul paramento/fianco di valle dove in PD invece si otteneva un FS pari a 0.8 (SISMA LATO MONTE – ALTO F.S. = 1.79).



SISMA LATO VALLE- BASSO	<p>F.S. = 1.22</p> <p>Incremental displacements [<math>\Delta u</math>] (scaled up <math>0.200 \cdot 10^{-6}</math> times) Maximum value = <math>25.79 \cdot 10^{-6}</math> m (Element 322 at Node 4902)</p>	
SISMA LATO INVASO - ALTO	<p>F.S. = 1.13</p> <p>Incremental displacements [<math>\Delta u</math>] (scaled up <math>0.0100 \cdot 10^{-6}</math> times) Maximum value = <math>844.2 \cdot 10^{-6}</math> m (Element 314 at Node 46750)</p>	<p>F.S. = 1.17</p>
SISMA LATO INVASO - BASSO	<p>F.S. = 1.21</p> <p>Incremental displacements [<math>\Delta u</math>] (scaled up <math>0.200 \cdot 10^{-6}</math> times) Maximum value = <math>30.25 \cdot 10^{-6}</math> m (Element 325 at Node 45844)</p>	<p>F.S. = 1.28</p>

**Pag.15 – Verifiche di filtrazione e sifonamento dei rilevati**

*[...] Preso atto di tali positivi risultati, occorre che il progettista espliciti nel dettaglio le condizioni al contorno assunte, sia all'interno dei rilevati che in fondazione (nei manufatti di calcestruzzo è stato infatti esplorato un processo di filtrazione in fondazione, tenendo conto della presenza del previsto diaframma di tenuta al piede di monte, mentre nei rilevati arginali tale processo risulta indagato solo all'interno del corpo del rilevato); analogamente si rileva che i processi di filtrazione esposti in relazione, in condizione stazionarie, indicano flussi sui fianchi di valle delle diverse sezioni esaminate rispettivamente: orizzontali, con quote in uscita corrispondenti alla base della canaletta posta a ridosso dell'unghia di valle (sezioni 1, 2, 6 e 7), obliqui, con quote in uscita corrispondenti alla base della canaletta posta a ridosso dell'unghia di valle (sezioni 3 e 4) ed infine obliqui, con quote in uscita superiori alla base della canaletta posta a ridosso dell'unghia di valle (sezione 5). Anche per tali aspetti dovranno essere esplicitate le condizioni al contorno assunte.*

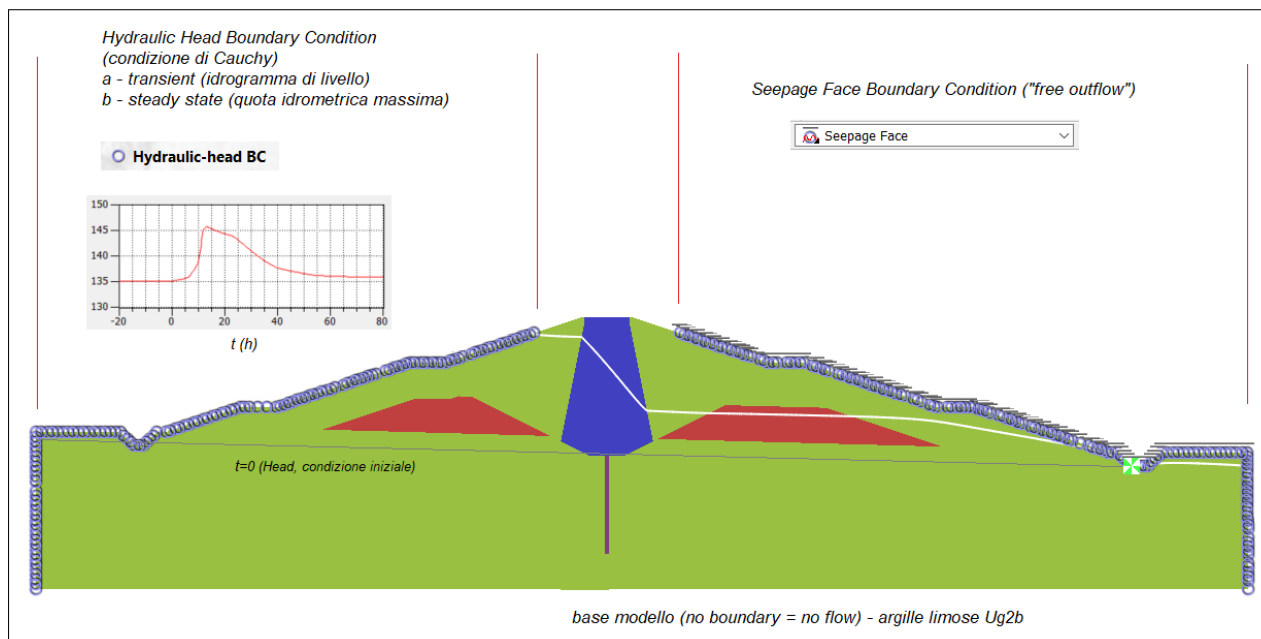
Le condizioni al contorno applicate al modello sono costituite da condizioni di carico idraulico (Head BC, Condizione di Cauchy) derivanti dallo studio idraulico di progetto, con riferimento ai valori statici (simulazioni steady state) e andamento degli idrogrammi (simulazioni transient) indicati per le singole sezioni (rif. Elaborato BAG3-07-ARG-R-RE01 - Arginature e sistemazione casse di espansione - Relazione arginature - Verifiche filtrazione e sifonamento - "condizione critica di riferimento" descritta a inizio par. **6.n** per le sezioni **1÷n**).

La modalità di attribuzione delle condizioni al contorno è rappresentata nello schema di cui alla successiva figura, che è stata inserita nella relazione per una migliore e più immediata comprensione della struttura dei modelli.

Sono state pertanto applicate al modello:

- sui nodi di superficie del paramento di monte / interno, la condizione di carico imposto (Hydraulic Head BC o condizione di Cauchy), corrispondenti all'idrogramma in regime transitorio, e alle quote di massimo invaso per il regime stazionario;
- sui nodi di superficie del paramento di valle / esterno è stata posta la condizione al contorno di "seepage face" ("free outflow", condizione di Cauchy con pressione  $P=0$  ai nodi di interfaccia e constraint/vincolo di flusso unidirezionale in uscita dal modello) che simula il libero deflusso delle acque dove il livello di saturazione raggiunga il piano di campagna ovvero il paramento esterno medesimo.
- il diaframma, dove presente, è sempre simulato come un elemento a bassa permeabilità parte del sistema di flusso ( $K=1E-8$  m/s), ovvero la filtrazione nel diaframma è considerata e l'elemento NON viene schematizzato come una barriera no flow (es con l'attribuzione di elementi di modello inattivi); non vi sono pertanto condizioni al contorno interne al modello.
- alla base dei modelli non è attribuita alcuna condizione al contorno; l'assenza di condizione al contorno, corrisponde implicitamente a una condizione di flusso nullo in entrata e in uscita dal limite medesimo ("no boundary = no flow") e rappresenta l'interfaccia con l'unità semipermeabile / impermeabile argilloso-limosa Ug2b.

Per le sezioni tipo con diaframma, e dove il diaframma è immerso nel livello argilloso, la base del diaframma si attesta alla quota di base del modello. Pertanto è rappresentato dal modello stesso la filtrazione nel rilevato e nel terreno di fondazione, oltre che all'interno del diaframma. Non si ritiene peraltro significativo estendere la base del modello a simulare il flusso interno all'acquitrando, a cui è attribuita la medesima permeabilità del diaframma ( $K=1E-8$  m/s), ma caratterizzato da uno spessore dell'ordine anche di decine di metri.



Le simulazioni per le verifiche al sifonamento si riferiscono alla condizione teorica maggiormente cautelativa ("condizione critica"), ovvero, per ogni singola sezione, agli scenari in regime stazionario, con condizione al contorno applicata al paramento di monte corrispondente alla quota idrometrica (Head Boundary Condition) per l'evento  $T_r = 1000$  anni, e su paramento di valle, canaletta e p.c. di valle la condizione di "free outflow" ("seepage face").

Le condizioni al contorno, e i risultati di output dei modelli nelle rappresentazioni per le verifiche al sifonamento riportate nel punto 7, sono relative alle medesime singole modellizzazioni in regime stazionario descritte per ogni sezione al punto 6 della relazione. Per la verifica al sifonamento, a partire dalla medesima simulazione a scala di intera sezione, viene unicamente variata la rappresentazione con dettaglio al piede di valle e rappresentazione del campo di pressioni.

## 6. ASPETTI STRUTTURALI

### Pag.15 – Manufatto regolatore "A": Relazione delle analisi strutturali di tipo dinamico

Non è chiaro perché nelle analisi sismiche di tipo dinamico sia stato utilizzato un livello di invaso corrispondente alla piena con tempo di ritorno pari a 100 anni. In proposito i progettisti dichiarano che "Nelle analisi si è considerato in via cautelativa il livello idrico di monte corrispondente ad un tempo di ritorno  $T_R = 100$  anni, corrispondente a quota +143.7 m s.m. (cfr. [DR 2.]), mentre cautelativamente non si è considerato nessun livello idrico di valle (massimo sbilanciamento monte-valle)". Le verifiche strutturali in condizioni statiche e sismiche (pseudostatiche) dei manufatti

*“A e B” sono state invece eseguite per livelli d’invaso pari a 144.90 m s.m. (che corrisponde alla piena con tempo di ritorno pari a 200 anni) e 145.70 m s.m. (che corrisponde alla piena con tempo di ritorno pari a 1000 anni).*

*Si chiede di eseguire le verifiche dinamiche del manufatto regolatore “A” in corrispondenza della quota di massima regolazione di progetto ( $TR = 1000$  anni) con sisma derivante dallo studio sismotettonico di fase 2 e con sisma da NTC-NTD. (come già richiesto in precedenza).*

In relazione agli obiettivi dichiarati delle analisi (indagare la funzionalità della struttura in condizioni sismiche e di bacino pieno), è stato scelto come scenario particolarmente cautelativo un evento di piena con  $Tr = 100$  anni concomitante con un evento sismico SLC con  $Tr = 2475$  anni. Si precisa che le analisi dinamiche non hanno lo scopo di verificare i manufatti nelle condizioni estreme, ma di analizzare il comportamento della struttura in uno scenario sufficientemente cautelativo, che rappresenti un fenomeno fisico con una minima probabilità di accadimento.

Pag.16 – Manufatti regolatori “A e B”: Relazioni di calcolo - Verifiche a scorrimento di tipo pseudostatico

*[...] Per completezza e correttezza di informazione si ritiene comunque necessario che per le verifiche pseudostatiche dei manufatti “A e B” vengano forniti chiarimenti sulle ipotesi utilizzate (non previste dalle NTD2014 in quanto l’accelerazione massima è stata considerata quella al suolo e non quella ricavata dallo spettro elastico ed è stato utilizzato un improprio coefficiente  $\beta$  riduttivo delle accelerazioni) e che siano conseguentemente ripetute le analisi secondo le indicazioni delle NTD2014 con sisma derivato dallo studio sismotettonico di fase 2 e con sisma da norme tecniche (come già richiesto in precedenza).*

Come già anticipato nelle risposte ai punti precedenti, si ribadisce che, ai fini della valutazione del coefficiente sismico orizzontale/verticale impiegato nell’analisi pseudostatica, si è fatto riferimento alla  $PGA = a_g \times S$  in accordo al parere n. 52/2017 reso dall’Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, secondo il quale moltiplicare l’intera massa della struttura per l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è un approccio più cautelativo rispetto ad un’analisi modale semplificata.

Invece, con riferimento all’utilizzo del coefficiente riduttivo  $\beta$ , si osserva che questa è stata una delle situazioni considerate a progetto. Nelle relazioni di calcolo sono comunque riportate le verifiche allo SLC senza considerare il coefficiente  $\beta$ , sia nel caso di input sismico da studio sismotettonico che nel caso di spettro da NTC08. Lo scopo di utilizzare tale coefficiente riduttivo è quello di simulare, seppur in modo approssimato, il risultato ottenuto dell’analisi dinamica non lineare, ossia considerare spostamenti ammissibili sul piano di posa della fondazione che quindi determinano una dissipazione di energia all’interfaccia. Tale dissipazione energetica è forfettariamente computata attraverso un fattore riduttivo del coefficiente sismico (in altri termini un fattore di struttura/comportamento che tiene conto delle capacità dissipative dell’interfaccia). Si ritiene che tale metodologia, presente nelle NTC08 con riferimento ai muri di sostegno (pendii, fronti di scavo e rilevati), sia anche applicabile ai conci delle opere in oggetto, nel caso in cui si ritengono accettabili spostamenti sul piano di posa a seguito di un evento sismico violento.

I risultati ottenuti dal metodo pseudostatico con coefficiente  $\beta$  confermano le risultanze ottenute dall'analisi dinamica. Infatti, con riferimento al piano di posa della fondazione si ha un coefficiente di sicurezza minimo maggiore dell'unità (1.05 per la combinazione SLC\_RSL\_BETA e 1.18 per la combinazione SLC\_NTC08\_BETA) che quindi garantisce l'equilibrio a traslazione orizzontale del concio con l'ammissibilità di spostamenti sul piano di posa.

Le ipotesi di calcolo e le relative verifiche sono riportate, per tutti gli scenari sopra descritti, nelle relazioni di calcolo dei due manufatti:

*Elaborato BAG3-08-MRA-R-RE-01 – Manufatto A – Relazione di calcolo:*

- paragrafo 4.1 – Pagg.15-19 – Descrizione delle ipotesi alla base del calcolo dell'azione sismica, con indicazione dei coefficienti sismici orizzontali e verticali utilizzati;
- paragrafo 4.5.3 – Pagg. 50-53 – Risultati delle verifiche svolte per i conci sfioranti, con metodo pseudostatico, in condizioni SLC;
- paragrafo 4.6.3 – Pag. 86 - Risultati delle verifiche svolte per i conci con luce sotto battente, con metodo pseudostatico, in condizioni SLC;
- paragrafo 4.8 – Pagg. 115-118 – Sintesi dei principali risultati delle verifiche condotte, in forma tabellare, e conclusioni generali del progettista

*Elaborato BAG3-08-MRB-R-RE-01 – Manufatto B – Relazione di calcolo:*

- paragrafo 4.1 – Pagg.16-20 – Descrizione delle ipotesi alla base del calcolo dell'azione sismica, con indicazione dei coefficienti sismici orizzontali e verticali utilizzati;
- paragrafo 4.5.3 – Pagg. 53-56 – Risultati delle verifiche svolte per i conci sfioranti, con metodo pseudostatico, in condizioni SLC;
- paragrafo 4.8 – Pagg. 118-119 – Sintesi dei principali risultati delle verifiche condotte, in forma tabellare, e conclusioni generali del progettista

Al fine di valutare quantitativamente l'entità degli spostamenti a seguito di un evento sismico, è stata effettuata l'analisi dinamica non lineare.

In merito alla spinta passiva, si rimanda alle considerazioni esposte al punto precedente.

*Pag.16 – Verifiche sismiche dei conci di raccordo (1S, 2S, 3S, 4S, 1C, 2C, 1D, 3C, 4C, 5C)*

*[...] Devono essere forniti chiarimenti identificando per ciascun concio di raccordo le combinazioni di carico possibili e dimostrando quale sia quella più gravosa; le verifiche sismiche ai sensi delle NTD2014 devono essere effettuate per i casi (o per le combinazioni a serbatoio pieno) in cui i conci di raccordo non assumono esclusivamente le funzioni di muro di sostegno.*

Con riferimento ai conci di raccordo, le verifiche sismiche con il metodo pseudostatico con coefficiente riduttivo  $\beta$  e sisma da studio sismotettonico sono state effettuate nella condizione di bacino vuoto e quindi quota di falda coincidente



con l'estradosso dei denti di fondazione assumendo un comportamento analogo ai muri di sostegno perché sostengono un rilevato ed il loro comportamento è di fatto quello di un muro di sostegno.

Come riportato nella relazione di calcolo, le verifiche statiche e sismiche a bacino vuoto così come le verifiche statiche a bacino pieno sono soddisfatte. Con riferimento alla condizione sismica a bacino pieno, occorre distinguere 3 situazioni:

- concio di raccordo 1D
- conci di raccordo 1C-5C
- conci di raccordo 1S-4S

#### Concio di raccordo 1D

Il terreno costituente il rilevato è presente sia a destra che a sinistra, con configurazione simmetrica (quota di coronamento pari a +147.5 m), con paramento inclinato; in tali condizioni la spinta statica e idrodinamica (sismica) dell'acqua risulta essere bilanciata dalla spinta passiva di valle. Infatti, essendo le verifiche del concio in oggetto (riportate nella relazione di calcolo) eseguite in condizioni sismiche a bacino vuoto senza considerare la resistenza passiva, considerando la condizione di bacino pieno si hanno le seguenti azioni aggiuntive: spinta statica ( $S_{wd}$ ) e idrodinamica ( $E_{wd}$ ) dell'acqua, resistenza passiva ( $50\%S_p$ ). Quindi, con riferimento alla situazione più gravosa (quota di massima regolazione + 143.7 m per il manufatto B), si ha:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3 \quad \Phi = 35^\circ \quad (\text{proprietà terreno rilevati arginali A1-A2})$$

$$k_h = 0.31 \times 0.361g = 0.112g \quad k_v = -0.5 \times 0.112g = 0.056g \quad (\text{coefficienti sismici da studio sismotettonico SLC})$$

$$k_a = 0.343 \quad k_p = 2.917 \quad (\text{coeff. Spinta attiva/passiva in cond. statiche})$$

$$k_{aE} = 0.519 \quad K_{pE} = 2.475 \quad (\text{coeff. di spinta attiva/passiva in cond. sismiche Mononobe-Okabe})$$

$$\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

$$h_{\text{terreno}} = 147.5 \text{ m} - 128.5 \text{ m} = 19.0 \text{ m} \quad h_{H_2O} = 143.7 \text{ m} - 128.5 \text{ m} = 15.2 \text{ m}$$

$$S_{wd} = 0.5 \times 9.81 \text{ kN/m} \times 15.2^2 = 1133.3 \text{ kN/ml}$$

$$S_a = 0.5 \times 0.343 \times 19^2 = 1238.2 \text{ kN/ml} \quad (\text{spinta in condizioni statiche in assenza di falda})$$

$$E_{wd} = 7/12 \times 0.112 \times 9.81 \times 15.2^2 = 148.1 \text{ kN/ml} \quad (\text{spinta idrodinamica dell'acqua})$$

$$S_{aE} = 0.5 \times (20 - 9.81) \times (1 - 0.056) \times 0.519 \times 19^2 = 901.1 \text{ kN/ml} \quad (\text{spinta sismica del terreno immerso})$$

L'incremento di azione orizzontale rispetto alla condizione sismica a bacino vuoto risulta essere:

$$\Delta V_{Ed} = S_{wd} + E_{wd} + S_{aE} - S_a = 944.3 \text{ kN/ml}$$

L'altezza  $h_p$  necessaria lato valle per equilibrare attraverso il 50% della resistenza passiva la forza sopra calcolata è:

$$\Delta V_{Ed} = S_{pE} = 0.5 \times (0.5 \times k_{pE} (1 - k_v) \times (\gamma_t - \gamma_w) \times h_p^2 \rightarrow h_p = 12.6$$

Essendo l'altezza del terreno di valle pari a quella di monte (19 m), la resistenza passiva (computata al 50%) è sufficiente ad equilibrare l'incremento di azioni orizzontali conseguenti all'azione sismica con bacino pieno. La verifica con input sismico da NTC08 è implicitamente soddisfatta.

#### Conci di raccordo 1C-5C

Presenta il terreno costituente il rilevato a valle a quota + 144.0 m (altezza mediata sulla lunghezza del concio) e a monte a quota + 134.7 m, con quota di fondazione + 128.5 m. Pertanto, la condizione sismica più gravosa a serbatoio pieno è rappresentata dal caso denominato 2 nella relazione di calcolo (elaborato BAG3-09-MRB-R-RE-01 - pag.69): vuotamento della cassa di monte ma non di quella di valle, in cui l'invaso viene mantenuto a quota 142.0 m s.l.m., corrispondente al ciglio di sfioro del manufatto denominato "C". Questa situazione si potrebbe verificare mantenendo chiusa la restituzione della vasca di valle ed aprendo le luci di fondo del manufatto A.

Per tale combinazione di carico a bacino pieno, che per i conci in oggetto risulta essere la più gravosa, si riporta l'esito della verifica a scorrimento sul piano di posa condotta sia con input sismico da studio sismotettonico che con spettro NTC08.

Load	V <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> = N <sub>Ed</sub> x tanΦ <sub>d</sub> '	S <sub>passiva</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> /V <sub>Ed</sub>
SLC_RSL_BETA	23411.00	30739.09	17859.4	2694.0	0.86
SLC_NTC08_BETA	21634.75	31270.47	18168.14	2829.3	0.97

In entrambi i casi, la verifica a scorrimento del concio in condizioni sismiche e con bacino pieno risulta non essere soddisfatta ( $0.86 < 1.15$ ). Si sottolinea che si tratta comunque di un evento eccezionale (apertura delle paratoie del manufatto A e chiusura della vasca di valle del manufatto C) compreso in una combinazione di per sé già eccezionale (condizione di invasore pieno e azione sismica). Tuttavia, ammettendo spostamenti sul piano di posa compatibili con la funzionalità dell'opera, anche per tali conci si possono considerare valide le risultanze ottenute dall'analisi dinamica non lineare.

#### Conci di raccordo 1S-4S

Presenta il terreno costituente il rilevato a monte a quota + 147.5 m e a valle si assume +142.5 m, con quota di fondazione + 129.0 m. La quota massima di regolazione del manufatto A è pari a 144.9 m.

Per tale combinazione di carico sismica a bacino pieno, che per i conci in oggetto risulta essere la più gravosa, si riporta l'esito della verifica a scorrimento sul piano di posa condotta sia con input sismico da studio sismotettonico che con spettro NTC08.

Load	V <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> = N <sub>Ed</sub> x tanΦ <sub>d</sub> '	S <sub>passiva</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> /V <sub>Ed</sub>
SLC_RSL_BETA	34994.02	61600.69	35790.00	8229.0	1.33
SLC_NTC08_BETA	30217.66	62415.57	36263.45	8771.7	1.69

Per entrambi gli input sismici, le verifiche risultano soddisfatte.

## 7. ASPETTI IDROLOGICI

Pag.17

Preso atto del parere del Servizio idrografico regionale (ARPAER), non ci sono ulteriori osservazioni.

## 8. ASPETTI IDRAULICI

Pag.18 - Paratoie e impianti elettromeccanici

*[...] Nei documenti non sono forniti elementi specifici in merito alle motivazioni della scelta dei Progettisti di adottare un sistema di paratoie piane in luogo del sistema di paratoie a settore, così come era stato invece previsto nel progetto definitivo dei tre manufatti. Si ritiene pertanto necessario acquisire chiarimenti e motivazioni su tale aspetto, con una valutazione esplicita di pregi e difetti rispetto alla soluzione precedente, con particolare riguardo alle garanzie anche gestionali offerte dal sistema di paratoie piane per una rapida e sicura intercettazione delle luci di fondo che, almeno per il manufatto "A", risultano di grandi dimensioni e potenzialmente esposte all'apporto di materiale flottante. Con riferimento alle tavole grafiche (BAG3\_12\_IMP\_D\_CA\_01\_0 e BAG3\_12\_IMP\_D\_CA\_02\_0) si ritiene necessario acquisire un chiarimento in merito al sistema di tenuta ed alla posizione degli scudi delle paratoie del manufatto "A" che sembrano posizionati lato valle rispetto al flusso della corrente.*

L'inserimento di paratoie piane, in corrispondenza dei 4 scarichi di fondo del manufatto A, in luogo del sistema di paratoie a settore previsto nel progetto definitivo, trova le sue motivazioni nelle seguenti considerazioni:

- La soluzione scelta presenta notevoli vantaggi dal punto di vista realizzativo, in quanto consente un montaggio in opera di elementi più semplici e leggeri; l'ingombro degli elementi risulta limitato e il montaggio può avvenire sfruttando la possibilità di doppio accesso alle opere, dal basso e dall'alto. Più in particolare gli elementi strutturali di tenuta (travi, scudo, e cc.) possono essere preassemblati fuori opera e calati dall'alto, mentre la loro regolazione e il loro sostegno provvisorio può avvenire dallo scarico di fondo; l'impianto oleodinamico, particolarmente delicato, può essere assemblato e collegato ai servomotori nella specifica camera accessibile dall'esterno (paramento di valle) e dal cunicolo di ispezione superiore, Tali operazioni andranno coordinate con il contestuale getto degli elementi in c.a. del manufatto di sbarramento, al fine di consentire l'ottimizzazione delle diverse fasi di movimentazione e montaggio.

La soluzione proposta nel progetto definitivo risulta viceversa fortemente vincolata dagli spazi a disposizione e dalle dimensioni dei singoli elementi di carpenteria metallica, in quanto la movimentazione e il montaggio degli elementi costituenti la paratoia a settore con i relativi bracci di rotazione e dei cilindri dell'impianto oleodinamico avviene in un ambiente chiuso, in particolare nelle fasi di regolazione e di collegamento alla struttura in c.a. (perni di rotazione dei bracci, fissaggio superiore dei cilindri oleodinamici), il cui accesso è sostanzialmente garantito solo dal basso;

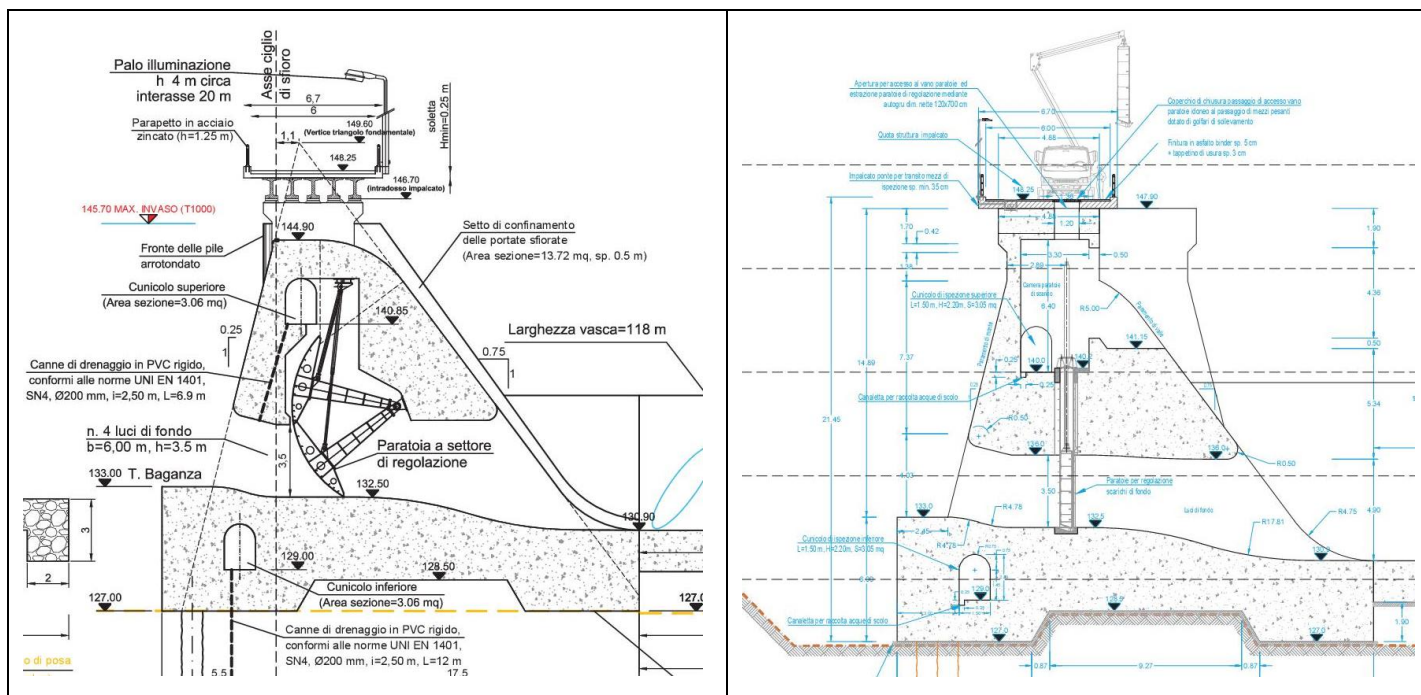
- La soluzione scelta presenta vantaggi anche dal punto di vista manutentivo, in quanto garantisce l'ispezionabilità e la sostituzione degli elementi utilizzando la camera accessibile dal cunicolo di ispezione

superiore, che presenta un'importante apertura verso il paramento di valle. In tale camera sono posizionati anche i servomotori, le centraline oleodinamiche, i quadri elettrici locali.

Gli elementi costituenti la paratoia e l'impianto oleodinamico possono inoltre essere smontati e sostituiti mediante autogru posta sul coronamento dello sbarramento, attraverso i vani grigliati realizzati in corrispondenza della soletta superiore.

Nella soluzione proposta nel progetto definitivo viceversa il controllo, le operazioni di manutenzione e le eventuali sostituzioni dei diversi elementi risultano particolarmente complicate, anche in relazione alla difficoltà di accedere con adeguati mezzi alle diverse parti che costituiscono l'impianto elettromeccanico ed oleodinamico.

- L'inserimento delle paratoie piane consente l'ottimizzazione della geometria dei conci del manufatto A e la relativa suddivisione in conci di sfioro (tracimabili) e di conci di sbarramento (non tracimabili, realizzati in corrispondenza delle paratoie piane).
- Le paratoie piane garantiscono una migliore tenuta idraulica rispetto alle paratoie settore, semplificando a favore di sicurezza il sistema di tenuta certamente più idoneo al funzionamento sotto battente, e lavorano comprimendo la guarnizione di tenuta verso valle; inoltre la movimentazione della paratoia, in condizione di elevati livelli idrici a monte, trasferisce minori sollecitazioni alla struttura adiacente.
- Le paratoie piane garantiscono una funzionalità idraulica sostanzialmente equivalente a quelle a settore, in particolare in condizioni di invaso a monte con elevati livelli idrici (quota superiore all'estradosso degli scarichi); in merito a tale aspetto il modello fisico, nel quale le paratoie sono state riprodotte con la loro effettiva geometria di progetto, non ha evidenziato criticità. In relazione al possibile materiale flottante si osserva che nel progetto esecutivo è prevista la realizzazione di una briglia selettiva in corrispondenza della briglia di monte, munita di speroni in c.a. e putrelle in acciaio finalizzate a trattenere il materiale flottante trasportato dalla corrente del T. Baganza, in ottemperanza a quanto richiesto nella nota della Direzione Generale per le Dighe n. 29423 del 29/12/2017.



Si conferma infine che la tenuta della paratoia piana rispetto al flusso di corrente è posizionata lato valle, al fine di far lavorare la guarnizione in compressione, mentre lo scudo è previsto sul lato di monte.

Pag.20 – Modello fisico

*Il funzionamento idraulico dell'intera cassa è stato testato mediante il modello fisico realizzato presso il laboratorio idraulico AIPO di Boretto (PR).*

*La relazione sul modello presentata con il progetto esecutivo, pur indicativa di importanti modifiche apportate sui dettagli di alcuni manufatti proposti nella progettazione definitiva (elementi di dissipazione a valle degli scarichi profondi dei manufatti “A” e “C” della cassa), non fornisce ancora risultati conclusivi in quanto viene suggerito un supplemento di indagine per alcuni elementi (la relazione viene infatti definita di livello intermedio dagli stessi progettisti). A seguito delle prime sperimentazioni eseguite sono state modificate le sagome degli elementi dissipativi posti immediatamente a valle delle luci di fondo degli scarichi dei manufatti “A” e “C” in quanto si sono riscontrate alcune criticità durante le prove con conseguenti proposte di modifica. Si attende la relazione finale.*

La relazione finale è a cura dell'Università di Parma. Non appena tale relazione sarà redatta in versione finale verrà allegata al progetto esecutivo.

---

*Pag.22 – Modello fisico*



*[...] Tutte le osservazioni sopra esposte sono condivisibili e pertanto si rimane in attesa del completamento delle prove a seguito delle modifiche apportate sul modello fisico, così come proposte dai medesimi sperimentatori. I risultati delle indagini eseguite con le nuove configurazioni strutturali dovranno essere illustrata in una relazione conclusiva.*

*Si evidenzia infine che nella relazione intermedia non è stato segnalato nulla circa la formazione dei vortici in corrispondenza delle luci degli scarichi di fondo del manufatto "C". Si ritiene pertanto opportuno che anche questo ulteriore specifico fenomeno venga considerato e che ne venga proposto rimedio, qualora possa temersi l'azione dannosa di detti vortici sulla funzionalità o stabilità degli argini di spalla del manufatto "C".*

La relazione finale è a cura dell'Università di Parma. Non appena tale relazione sarà redatta in versione finale verrà allegata al progetto esecutivo.

Relativamente alla questione dei vortici in corrispondenza delle luci di scarico del manufatto "C", si resta in attesa del parere dell'Università di Parma e degli esiti delle eventuali ulteriori prove sul modello fisico che verranno condotte.

## 9. ELABORATI GRAFICI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Pag.22

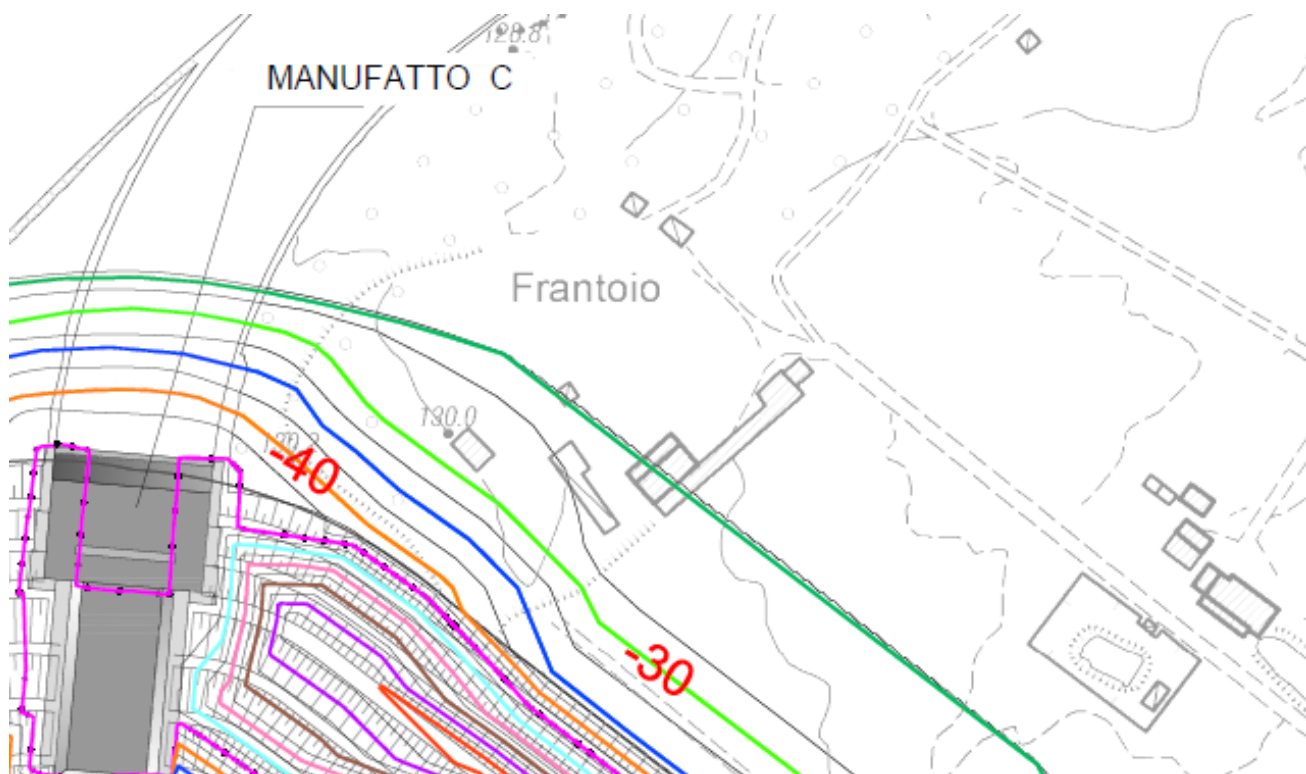
*... raccomandando comunque un riesame complessivo della coerenza grafica degli elaborati presentati*

Si provvederà ad un riesame complessivo degli elaborati grafici di progetto.

Pag.22

*Nella relazione di calcolo dei cedimenti arginali vengono esaminate le interferenze con gli edifici preesistenti al fine di individuare per gli stessi eventuali potenziali effetti indotti dalla costruzione e dall'invaso delle casse. In tale relazione vengono esaminati 4 fabbricati nella zona Est e per essi vengono stimati cedimenti massimi dell'ordine di un paio di cm, ritenuti ininfluenti ai fini di possibili risentimenti sulle relative strutture. Dalla tavola di progetto "planimetria interferenze e curve di isocedimento" vengono tuttavia evidenziati ulteriori fabbricati che non sono esaminati nella predetta relazione di calcolo e per i quali si raccomandano valutazioni in merito; parimenti dovranno essere verificate/confermate le distanze tra i predetti fabbricati dai rilevati arginali, in coerenza con la tavola citata.*

Sono stati esaminati i fabbricati che ricadono all'interno del bacino di subsidenza valutato, considerati maggiormente significativi. In particolare è stata valutata la categoria di danno per gli edifici maggiormente rappresentativi sul lato Est della futura cassa di espansione. Gli edifici a Nord della cassa di espansione, in località "Frantoio" non sono stati presi in considerazione poiché esterni al bacino di subsidenza o ad oggi non risultano esistenti, come esplicitato nelle figure sotto riportate (immagine Google Maps aggiornata all'anno 2020).



Edifici a Nord della futura Cassa di Espansione esterni al bacino di subsidenza



Edifici a Nord della futura Cassa di Espansione in località "Frantoio" non più esistenti

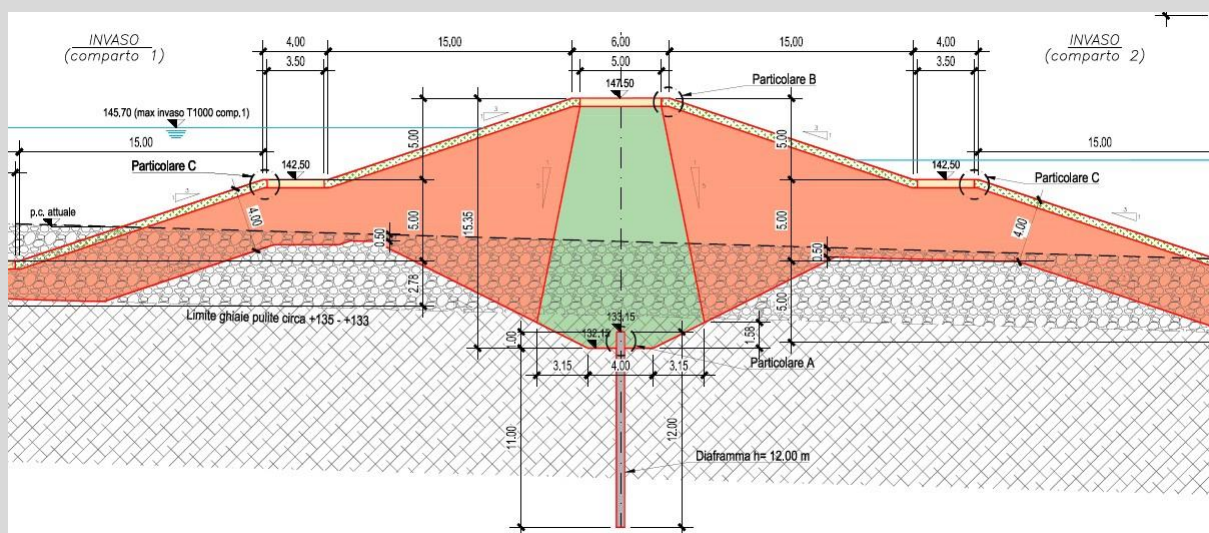
Pag.23

*Per quanto riguarda i previsti trattamenti colonnari di tenuta in fondazione con jet grouting, questi vengono eseguiti in verticale dal p.c., a partire dal piano di fondazione dei manufatti in c.l.s. e dei rilevati arginali. Ciascun trattamento da piano campagna sarà caratterizzato da un tratto a vuoto e da uno consolidato a pieno di lunghezza 14 m per quanto*



riguarda le colonne in jet grouting di Tipo 1 (singola fila di colonne  $\varnothing$  60 cm), di 11 m per le colonne in jet grouting di Tipo 2 (doppia fila di colonne  $\varnothing$  60 cm) e di 17 m per il Tipo 3 (doppia fila di colonne  $\varnothing$  60 cm). Nella fig. seguente viene riportato in pianta la prevista ubicazione degli interventi.

Premesso che le profondità dello schermo dovranno essere confermate sulla base delle osservazioni geologiche riportate in precedenza, le modalità costruttive dei rilevati arginali dovranno necessariamente essere precedute da apposite sperimentazioni e rilevati di prova (non solamente quando prescritto dalla D.L. come indicato in relazione); occorre inoltre esplicitare gli accorgimenti che si intendono adottare alla base della fondazione (specie del nucleo) dove verranno a contatto i materiali in sito e quelli posti in opera con diversa permeabilità. Inoltre dovranno essere chiarite le modalità con le quali si prevede di eseguire l'intestazione di 1 m dei trattamenti colonnari (come indicato nelle tavole delle sezioni arginali) all'interno del nucleo di tenuta dei rilevati.



Tale dettaglio assume particolare delicatezza in relazione ai gradienti idraulici che si possono localmente instaurare in fase di riempimento del serbatoio in caso ad esempio di locali soluzioni di continuità negli elementi in jet-grouting.

Si conferma che le modalità costruttive dei rilevati arginali dovranno necessariamente essere precedute da apposite sperimentazioni e rilevati di prova; tale indicazione è riportata a pag.68 del Capitolato Speciale d'Appalto (Elaborato BAG3-15-DTE-R-RE-09).

Al fine di garantire l'intestazione di 1 m dei trattamenti colonnari all'interno del nucleo di tenuta si dovrà prevedere la seguente sequenza operativa:

- realizzazione dei trattamenti colonnari in jet-grouting, a partire da un piano di lavoro prossimo al piano campagna, con scavo a vuoto per la lunghezza necessaria a raggiungere le quote indicate negli elaborati di progetto;
- in fase di scavo, rimozione del materiale in sito fino a raggiungere la quota di piano di posa del nucleo in materiale argilloso; tale quota, indicata negli elaborati di progetto, si pone ad una profondità di 1,0 m al di sotto della testa delle colonne in jet grouting;

- regolarizzazione del piano di scavo e preparazione del piano di posa del nucleo;
- posa in opera del terreno, a strati non superiori a 30 cm, con passaggio di opportuni mezzi per il costipamento del materiale, che dovrà raggiungere le caratteristiche richieste in capitolato; la tipologia di mezzi è indicata a pag. 66 del Capitolato Speciale d'Appalto – Norme Tecniche.

Durante l'esecuzione del nucleo, e più in generale dell'intero rilevato arginale, dovranno essere rispettate le prescrizioni indicate all'art.19 del Capitolato Speciale d'Appalto – Norme tecniche; in tale articolo vengono descritte le prove da eseguire sui diversi strati del rilevato.

**Pag.23**

*Analogamente dovranno essere descritte le modalità con le quali si intende realizzare la continuità della tenuta tra le colonne in fondazione e i manufatti di calcestruzzo ("A, B e C") in elevazione. La rappresentazione dei contatti tra gli elementi in elevazione e le sottostanti colonne in jet-grouting, non sembra graficamente congruente tra i manufatti "A", "B" ed il manufatto "C" (colonne a raso per "A e B", colonne intestate nel cls per il manufatto "C").*

Nel manufatto C la scelta di intestare le colonne in jet-grouting nel calcestruzzo dell'opera in elevazione nasce dalla necessità di gestire l'irregolarità altimetrica (gradonatura) e planimetrica (configurazione a "ferro di cavallo") del piano di posa della fondazione; tale irregolarità non è presente nei manufatti A e B, come evidenziato nell'elaborato BAG3-07-ARG-D-SZ-14 – Arginature e sistemazione casse di espansione – Setti in jet grouting – Sviluppate.

Per quanto riguarda i dettagli costruttivi inerenti le barriere in jet grouting si procederà in analogia a quanto dichiarato precedentemente per i rilevati, fermo restando che il getto di calcestruzzo consente una migliore gestione esecutiva del contatto tra i due elementi.

**Pag.23-24**

*L'attacco del manufatto "B" con il rilevato arginale di separazione tra il comparto 1 e il comparto 2 viene previsto dal progettista con l'inserimento di un muro a contrafforti con pareti equidistanti tra loro di 4 m e profondi (all'interno del rilevato) tra 5 e 8 m. A tale riguardo occorre esplicitare le modalità con le quali si prevede di compattare i terreni durante le relative stese. Parimenti vanno indicate le caratteristiche dei giunti a tenuta che andranno inseriti all'intersezione tra i due manufatti.*

*E' opportuno indicare anche nelle planimetrie la denominazione o numerazione dei conci di raccordo.*

Si provvederà ad esplicitare quanto richiesto. Per quanto riguarda le modalità di compattazione dei terreni retrostanti il muro di contenimento del rilevato arginale all'estremità destra del manufatto B si fa riferimento a quanto previsto in proposito per la formazione dei rilevati in terra; a tale proposito le indicazioni esecutive e le prove da eseguire sui rilevati sono fornite all'Art.19 del Capitolato Speciale d'Appalto – Norme Tecniche.

Per quanto riguarda la numerazione dei conci si provvederà ad integrarla anche nelle planimetrie.

Con riferimento ai giunti di tenuta tra i due manufatti, questi saranno della stessa tipologia prevista per i giunti tra i conci diga (interposizione di foglio di polistirene espanso  $s_p = 20$  mm e nastro water-stop).

Pag.24

*Per quanto attiene alle sezioni trasversali dei manufatti "A" e "B" si ritiene necessario acquisire elaborati grafici "post operam" con indicazione di tutti i rinterri ed tombamenti che saranno realizzati a monte ed a valle di ciascun manufatto. Anche i profili del fondo scavo andranno riesaminati per rappresentare i reali profili di rinterro ed il corretto contatto tra il fondo scavo ed il profilo degli intradossi delle platee di calcestruzzo di ciascun elemento sagomato.*

Per quanto indicato si provvederà ad aggiornare le tavole con l'inserimento dei rinterri.

Pag.24

*Per il manufatto "A" si richiede un chiarimento in merito ai vani cavi soprastanti le luci degli scarichi profondi: essi sono rappresentati nelle tavole come aperti lato valle a fronte di possibili danni che potrebbero essere arrecati a tali locali dalle intemperie e/o dall'accesso incontrollato di estranei e/o animali.*

Per quanto riguarda i vani cavi soprastanti le luci di scarico del manufatto A si è ritenuto di proporre una configurazione aperta verso valle al fine di facilitare le future operazioni di manutenzione degli organi di manovra che permettono la movimentazione delle paratoie di regolazione dell'invaso per altro completamente estraibili dal corpo diga attraverso le asole appositamente predisposte a livello dell'impalcato del ponte soprastante.

L'accesso a tali vani, non raggiungibili direttamente dall'esterno e quindi non soggetti ad accesso incontrollato da parte di persone non addette, potrà avvenire solo con cestelli o piattaforme posizionate su mezzi gommati che si vadano a posizionare all'interno della vasca di dissipazione del manufatto A.

Tale conformazione architettonica oltre a permettere una maggiore facilità di intervento sugli organi di manovra permette anche una ottimale aerazione del cunicolo di ispezione superiore garantendo una maggiore sicurezza durante le operazioni di controllo e ispezione degli organi elettromeccanici.

Per quanto riguarda eventuali danni provocati da intemperie si ritiene che lo sporto costituito dalle infrastrutture del ponte soprastante i vani sia ampiamente sufficiente a proteggere in modo adeguato i vani sottostanti.

Pag.24

*Per il medesimo manufatto "A" sembra non esserci congruenza tra i prospetti monte e valle e le corrispondenti sezioni trasversali; in particolare per quanto concerne la rappresentazione dei denti di dissipazione a profilo concavo ubicati direttamente a valle delle luci di fondo.*

Si provvederà e verificare la congruenza degli elaborati precisando che le elaborazioni grafiche dei dissipatori a valle delle luci di fondo del manufatto A derivano da modellazioni grafiche tridimensionali data la particolare conformazione dei medesimi e che le conseguenti sezioni grafiche risultano direttamente estrapolate dalle corrispondenti modellazioni 3D.

Pag.24

*Per il manufatto "B" si osserva che la quinta in destra a valle dello scarico di superficie risulta eliminata dalle tavole anche se le prove sul modello idraulico non sono ancora state eseguite in questa nuova configurazione; in proposito si ritiene necessario un chiarimento e si auspica una precisazione anche su eventuali supplementi di indagine sulla quinta in sinistra nella configurazione ortogonale al flusso della corrente.*

La modifica del muro in destra idraulica a valle della vasca di dissipazione del manufatto B è stata già inserita negli elaborati grafici recependo quanto concordato durante la visita che la commissione ha effettuato direttamente presso i laboratori AIPO di Boretto dove si sono svolte le prove su modello fisico. In tale occasione, valutate alcune criticità rispetto alla configurazione della quinta destra si era deciso di rettificare il muro di contenimento anche in assenza di nuove verifiche su modello fisico che per altro verranno comunque effettuate a breve da parte dell'Università di Parma incaricata delle prove sul modello fisico.

Pag.24

*Per il medesimo manufatto "B" non si ritengono sufficientemente esaustive le tavole relative allo scatolare in calcestruzzo che costituisce lo scarico di esaurimento del comparto 1 della cassa; in particolare non appare chiaramente rappresentato lo schema di fondazione di tale scatolare.*

Si tratta di una struttura con sezione scatolare chiusa la cui soletta inferiore ne costituisce anche la fondazione; si veda p. es. la sez. O-O nell'elaborato BAG3-09-MRB-D-SZ-02 – Manufatto regolatore B – Sezioni trasversali – Tav. 1 e le sezioni F-F e G-G nell'elaborato BAG3-09-MRB-D-CA-03 – Manufatto regolatore B – Carpenteria e armatura vasca di dissipazione – Conci 1B e 10B – Tavola 2/2.

## ALLEGATO 1

### DATI DI INPUT E OUTPUT DEL MODELLO CON CODICE DI CALCOLO “PARATIE”

**Valutazione dello spostamento per mobilitare il 50% della spinta passiva**

**(Controdeduzione pag.9 – Verifiche manufatti “A e B”)**

1.....  
..... PARATIE      CE.A.S. RELEASE   4.00   .....  
.....

```
*****
*
*  PARATIE      :AN ELASTOPLASTIC FINITE ELEMENT PROGRAM  *
*               FOR FLEXIBLE EARTH-RETAINING STRUCTURES  *
*
*****
*
*  CE.A.S.      S.R.L    CENTRO DI ANALISI STRUTTURALE   *
*               VIALE    GIUSTINIANO 10                 *
*               20129    M I L A N O   (ITALIA)          *
*  TEL.         (02)    29.52.23.56 - 29.40.48.39        *
*  FAX          (02)    29.40.67.06                     *
*
*****
```

JOB : diga  
STARTING

1.....  
..... PARATIE      CE.A.S. RELEASE   4.00   .....  
.....

ACCEPTED	<FILE,GENW	>
ACCEPTED	<FILE,PLOTTER,BINARY	>
ACCEPTED	<SOLVE EFFECTIVE_STRESS	>
ACCEPTED	<PARAM ITEMAX 20	>

NO. OF OPTION CARDS READ      5

NO. OF WRONG CARDS 0

OPTION MATRIX

0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	2	0	1	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
20	0	0	0	0

\*\*\*\*\*  
\*  
\* ATTENZIONE : IL PROGRAMMA OPERA IN TERMINI DI SFORZI \*  
\* EFFICACI, QUINDI LE PRESSIONI NEGLI ELEMENTI MOLLA \*  
\* NON TENGONO CONTO DELLA PRESSIONE DELL'ACQUA. \*  
\* E'COMPITO DELL'UTENTE APPLICARE LE PRESSIONI \*  
\* DELL'ACQUA COME CARICO ESTERNO. \*  
\* \*  
\* N.B.: E' POSSIBILE COMPIERE L'ANALISI IN TERMINI DI \*  
\* SFORZI TOTALI ATTIVANDO L'OPZIONE \*  
\* \*  
\* SOLVE TOTALSTRESS \*  
\*\*\*\*\*



INPUT FILE HAS BEEN GENERATED BY WALGEN PROGRAM

PARETE ESEMPIO

NO. OF NODAL POINTS (NUMNP) ..... 21  
NO. OF COORDINATES (NCOORD) ..... 2  
NO. OF NODE DOFS (NDOF) ..... 2  
NO. OF CONSTRAINTS CARDS (NVINC) ... 0  
NO. OF ELEMENT GROUPS (NEG) ..... 3  
NO. OF SOLUTION STEPS (NSTE) ..... 2  
FLAG FOR <TREND> STRATEGY ..... 9999  
NO. OF RECORD FROM WALGEN ..... 25

1.....  
..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....  
.....

P R E P R O C E S S O R D A T A

N O. O F C O M M A N D S 25

1 : TITL PARETE ESEMPIO  
2 : DELT 0.20  
3 : WALL PAR1 0. -4.00 0.0  
4 : MATE ACC 210000000.  
5 : MATE CLS 30000000.  
6 : BEAM PARA PAR1 -4.00 0.00 CLS 2.00  
7 : SOIL TEVA PAR1 -4.00 0.00 2 0.  
8 : SOIL TEMO PAR1 -4.00 0.00 1 180.  
9 : LDAT F36 0.00  
10 : WEIG 19.0 9.00 10.  
11 : RESI 0. 36.  
12 : RATI 0.412 0.260 3.852 1 0.412  
13 : MODU 100000. 2. 0. 1. 100. 0.5  
14 : ENDL

```

15 : OPTION PARAM ITEMAX 20
16 : STEP #1
17 :      GEOM  0.00  0.00
18 :      SURC  0.0  0.00  0.0  0.00
19 :      WATE -5.
20 : ENDSTEP
21 : STEP #2
22 :      GEOM  0.00  0.00
23 :      SURC  0.0  0.00  0.0  0.00
24 :      LOAD STEP PAR1 -2.5 1 -253.0
25 : ENDSTEP

```

```

1.....
..... PARATIE      CE.A.S. RELEASE  4.00 .....
.....

```

# N O D A L     P O I N T     D A T A

```

-----

```

NODE COORD /	Y-COORD	Z-COORD /	NODE	Y-COORD	Z-COORD /	NODE	Y-COORD	Z-COORD /	NODE	Y-COORD	Z-
1	.00000	.00000 /	2	.00000	-.20000 /	3	.00000	-.40000 /	4	.00000	-.60000
/											
5	.00000	-.80000 /	6	.00000	-1.0000 /	7	.00000	-1.2000 /	8	.00000	-1.4000
/											
9	.00000	-1.6000 /	10	.00000	-1.8000 /	11	.00000	-2.0000 /	12	.00000	-2.2000
/											
13	.00000	-2.4000 /	14	.00000	-2.6000 /	15	.00000	-2.8000 /	16	.00000	-3.0000
/											
17	.00000	-3.2000 /	18	.00000	-3.4000 /	19	.00000	-3.6000 /	20	.00000	-3.8000
/											
21	.00000	-4.0000 /									

```

1.....
..... PARATIE      CE.A.S. RELEASE  4.00 .....
.....

```

ELEMENT GROUP NO. 1

PARA :  
 2 20 0 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 1 0 0 0 0  
 .....  
 .....2D BEAM ELEMENT.....  
 .....

MATERIAL SET NO. 1  
  
 PROP( 1) YOUNG MODULUS .300000E+08  
 PROP( 2) MODIFICATION TIME .000000  
 PROP( 3) NEW YOUNG MODULUS .000000

ELEMENT DATA

EL	NA	NB	MAT	B-TIME	D-TIME	ERC1	ERC2	THICK
-----								
1	1	2	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
2	2	3	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
3	3	4	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
4	4	5	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
5	5	6	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
6	6	7	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
7	7	8	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
8	8	9	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
9	9	10	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
10	10	11	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
11	11	12	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
12	12	13	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
13	13	14	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
14	14	15	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
15	15	16	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
16	16	17	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
17	17	18	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
18	18	19	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000

19	19	20	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000	
20	20	21	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000	

1.....  
..... PARATIE      CE.A.S. RELEASE 4.00 .....  
.....

ELEMENT GROUP NO. 2

TEMO :  
5 21 0 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 1 0 0 0 0  
.....  
.....2D PLASTIC SOIL .....  
.....

MATERIAL SET NO. 1

PROP( 1) ANGLE                    180.000  
PROP( 2) EVC                      .000000  
PROP( 3) EUR (RVC)                100000.  
PROP( 4) RAPPUR                   2.00000  
PROP( 5) COEFV                    .000000  
PROP( 6) COEFH                   1.00000  
PROP( 7) PA                        100.000  
PROP( 8) EXP                      .500000  
PROP(15) WINKLER AT V-C          .000000  
PROP(16) WINKLER AT UL-RL       .000000  
IF PROP(16) IS > 0, WINKLER CONSTANTS ARE USED INSTEAD OF THE OTHER CONSTANTS

ELEMENT DATA

EL	N	MAT	B-TIME	D-TIME	AREA	.....	.....	.....	FLAG
1	1	1	.0000	.0000	.1000	.0000	.0000	.0000	1.000
2	2	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
3	3	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000

4	4	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
5	5	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
6	6	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
7	7	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
8	8	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
9	9	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
10	10	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
11	11	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
12	12	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
13	13	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
14	14	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
15	15	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
16	16	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
17	17	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
18	18	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
19	19	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
20	20	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
21	21	1	.0000	.0000	.1000	.0000	.0000	.0000	1.000

1.....  
..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....  
.....

ELEMENT GROUP NO. 3

TEVA :

5 21 0 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 1 0 0 0 0

.....  
.....2D PLASTIC SOIL .....  
.....

MATERIAL SET NO. 1

PROP( 1)	ANGLE	.000000
PROP( 2)	EVC	.000000
PROP( 3)	EUR (RVC)	100000.
PROP( 4)	RAPPUR	2.00000
PROP( 5)	COEFV	.000000

PROP( 6) COEFH               1.00000  
 PROP( 7) PA                 100.000  
 PROP( 8) EXP                .500000  
 PROP(15) WINKLER AT V-C     .000000  
 PROP(16) WINKLER AT UL-RL  .000000  
 IF PROP(16) IS > 0, WINKLER CONSTANTS ARE USED INSTEAD OF THE OTHER CONSTANTS

ELEMENT DATA

EL	N	MAT	B-TIME	D-TIME	AREA	.....	.....	.....	FLAG
1	1	1	.0000	.0000	.1000	.0000	.0000	.0000	2.000
2	2	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
3	3	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
4	4	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
5	5	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
6	6	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
7	7	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
8	8	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
9	9	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
10	10	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
11	11	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
12	12	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
13	13	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
14	14	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
15	15	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
16	16	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
17	17	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
18	18	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
19	19	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
20	20	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
21	21	1	.0000	.0000	.1000	.0000	.0000	.0000	2.000

NO. OF NODAL LOADS (NLOAD) ..... 1

NO. OF LOAD CURVES (NLCUR) ..... 4  
MAXIMUM POINTS/LCURVE (NPTM) ..... 5

1.....  
..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....  
.....

L O A D        D A T A

LOAD FUNCTION NUMBER = 1  
NUMBER OF TIME POINTS = 5

TIME VALUE	FUNCTION
.00000	.0000E+00
.80000	.0000E+00
1.00000	.1000E+01
1.20000	.0000E+00
3.00000	.0000E+00

LOAD FUNCTION NUMBER = 2  
NUMBER OF TIME POINTS = 5

TIME VALUE	FUNCTION
.00000	.0000E+00
1.80000	.0000E+00
2.00000	.1000E+01
2.20000	.0000E+00
3.00000	.0000E+00

LOAD FUNCTION NUMBER = 3



NUMBER OF TIME POINTS = 4

TIME VALUE	FUNCTION
.00000	.0000E+00
.80000	.0000E+00
1.00000	.1000E+01
3.00000	.1000E+01

LOAD FUNCTION NUMBER = 4  
NUMBER OF TIME POINTS = 4

TIME VALUE	FUNCTION
.00000	.0000E+00
1.80000	.0000E+00
2.00000	.1000E+01
3.00000	.1000E+01

CONCENTRATED LOADS

NODE	DIRECTION	LOAD CURVE	LOAD CURVE MULTIPL
13	1	2	-.2530E+03

NO. OF DISTRIBUTED LOAD CARDS 0

1..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....

# L O A D        B A L A N C E

STEP	1	TOTAL APPLIED LOAD IN DIR.	2	.00000000
STEP	1	TOTAL APPLIED LOAD IN DIR.	4	.00000000
STEP	2	TOTAL APPLIED LOAD IN DIR.	2	-253.00000
STEP	2	TOTAL APPLIED LOAD IN DIR.	4	.00000000

LOAD INPUT SECTION COMPLETED

NO. OF LAYERS ..... 1

1.....  
 ..... PARATIE        CE.A.S. RELEASE    4.00 .....  
 .....

## LAYERS DESCRIPTORS

LAYER NO.        1

LOWER AND UPPER LEVELS	- .1000E+31	.0000		
SWELLING TIME AND SWELLING RATIO	.0000	.0000		
COHESION AND FRICTION ANGLE	.0000	36.00		
DRY, BOUYANCY AND WATER UNIT WEIGHTS	19.00	9.000	10.00	
AT REST, ACTIVE AND PASSIVE RATIOS	.4120	.2600	3.852	
WEAKENING TIME	.0000			
WEAK COHES, FRICTION, KA, KP,	.0000	.0000	.0000	.0000
WEAKENING FLAG ( 0, 1, 2)	.0000			
OCR AND NORMAL CONSOLIDATED K0	1.000	.4120		

1.....  
 ..... PARATIE        CE.A.S. RELEASE    4.00 .....  
 .....

## PHASE DESCRIPTORS

STEP NO.        1

.    Y    ..    ZPC    ..    ZSC    ..    ZWT    ..    Q    ..    ZQ    ..    DZWT    ..    QS    ..    ZQS    ..    ZCUT    ..    ZWBAL    ..    FUTURE    .

.0000	.0000	.0000	-5.000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	-4.000	.0000											
.0000	.0000	.0000	-5.000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	-4.000	.0000											
STEP	NO.	2																					
Y	..	ZPC	..	ZSC	..	ZWT	..	Q	..	ZQ	..	DZWT	..	QS	..	ZQS	..	ZCUT	..	ZWBAL	..	FUTURE	.
.0000		.0000		.0000		-5.000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		-4.000		.0000	
.0000		.0000		.0000		-5.000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		-4.000		.0000	

# LEFT-HAND WALL

LOWER	LEVEL	-4.00000
UPPER	LEVEL	.00000

# RIGHT-HAND WALL

LOWER	LEVEL	-4.00000
UPPER	LEVEL	.00000

ELEMENT GROUPS BACKUP AREA CAN STAY IN CORE AT  
POSITION 1313

NO. OF D.P.W FOR THIS AREA	1619
MAX NO. OF D.P.W. AVAILABLE	12000

1.....  
..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....  
.....

PARETE ESEMPIO  
SOLUTION REACHED USING 0 ITERATIONS

NO EQUILIBRIUM ITERATIONS WERE PERFORMED TO  
OBTAIN CURRENT SOLUTION

P R I N T O U T F O R T I M E S T E P 1 ( AT TIME 1.000 )

DISPL. IN X-DIRECTION IS COMPONENT NO. 1  
DISPL. IN Y-DIRECTION IS COMPONENT NO. 2  
DISPL. IN Z-DIRECTION IS COMPONENT NO. 3  
ROT. ABOUT X-AXIS IS COMPONENT NO. 4  
ROT. ABOUT Y-AXIS IS COMPONENT NO. 5  
ROT. ABOUT Z-AXIS IS COMPONENT NO. 6

PRINT OUT OF ACTIVE COMPONENTS (FIXED NODES ARE NOT PRINTED OUT)

2 4

ALL NODAL POINTS HAVE ZERO DISPLACEMENT COMPONENTS

1.....  
..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....  
.....

PARETE ESEMPIO

S T R E S S R E S U L T S F O R G R O U P N O. 1

PARA :  
ELEMENT TYPE 2 NO.OF ELEMENTS. IN THIS GROUP 20  
C U R R E N T T I M E I S 1.0000

BEAM2D ELEMENT

EL	TA	TB	MA	MB
-----				
1	.00000	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000	.00000

3	.00000	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000	.00000
5	.00000	.00000	.00000	.00000
6	.00000	.00000	.00000	.00000
7	.00000	.00000	.00000	.00000
8	.00000	.00000	.00000	.00000
9	.00000	.00000	.00000	.00000
10	.00000	.00000	.00000	.00000
11	.00000	.00000	.00000	.00000
12	.00000	.00000	.00000	.00000
13	.00000	.00000	.00000	.00000
14	.00000	.00000	.00000	.00000
15	.00000	.00000	.00000	.00000
16	.00000	.00000	.00000	.00000
17	.00000	.00000	.00000	.00000
18	.00000	.00000	.00000	.00000
19	.00000	.00000	.00000	.00000
20	.00000	.00000	.00000	.00000

1.....  
..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....  
.....

PARETE ESEMPIO

S T R E S S     R E S U L T S     F O R     G R O U P     N O.     2

TEMO :

ELEMENT TYPE     5 NO.OF ELEMENTS. IN THIS GROUP     21

C U R R E N T     T I M E     I S     1.0000

HARDENING 2D SOIL ELEMENT

\*\*\*\*\* EFFECTIVE STRESS FORMULATION \*\*\*\*\*

DO NOT CONSIDER "PORE" COLUMN

EL	FORCE	DISPL-Y	VERTICAL-P	HORIZON.-P	MAX-V-P	MAX-H-P	STATE	STIFFNESS Z-LEVEL	PORE
----	-------	---------	------------	------------	---------	---------	-------	-------------------	------

1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	V-C	.0000	.0000
2	.3131	.0000	3.800	1.566	3.800	1.566	V-C	9209.	-.2000
3	.6262	.0000	7.600	3.131	7.600	3.131	V-C	1.3023E+04	-.4000
4	.9394	.0000	11.40	4.697	11.40	4.697	V-C	1.5950E+04	-.6000
5	1.252	.0000	15.20	6.262	15.20	6.262	V-C	1.8418E+04	-.8000
6	1.566	.0000	19.00	7.828	19.00	7.828	V-C	2.0592E+04	-1.000
7	1.879	.0000	22.80	9.394	22.80	9.394	V-C	2.2557E+04	-1.200
8	2.192	.0000	26.60	10.96	26.60	10.96	V-C	2.4364E+04	-1.400
9	2.505	.0000	30.40	12.52	30.40	12.52	V-C	2.6047E+04	-1.600
10	2.818	.0000	34.20	14.09	34.20	14.09	V-C	2.7627E+04	-1.800
11	3.131	.0000	38.00	15.66	38.00	15.66	V-C	2.9121E+04	-2.000
12	3.444	.0000	41.80	17.22	41.80	17.22	V-C	3.0542E+04	-2.200
13	3.757	.0000	45.60	18.79	45.60	18.79	V-C	3.1900E+04	-2.400
14	4.071	.0000	49.40	20.35	49.40	20.35	V-C	3.3203E+04	-2.600
15	4.384	.0000	53.20	21.92	53.20	21.92	V-C	3.4456E+04	-2.800
16	4.697	.0000	57.00	23.48	57.00	23.48	V-C	3.5666E+04	-3.000
17	5.010	.0000	60.80	25.05	60.80	25.05	V-C	3.6835E+04	-3.200
18	5.323	.0000	64.60	26.62	64.60	26.62	V-C	3.7969E+04	-3.400
19	5.636	.0000	68.40	28.18	68.40	28.18	V-C	3.9070E+04	-3.600
20	5.949	.0000	72.20	29.75	72.20	29.75	V-C	4.0140E+04	-3.800
21	3.131	.0000	76.00	31.31	76.00	31.31	V-C	4.1183E+04	-4.000
1	..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....								
	.....								

PARETE ESEMPIO

S T R E S S      R E S U L T S      F O R      G R O U P      N O.      3

TEVA :

ELEMENT TYPE      5 NO.OF ELEMENTS. IN THIS GROUP      21

C U R R E N T      T I M E      I S      1.0000

# HARDENING 2D SOIL ELEMENT

\*\*\*\*\* EFFECTIVE STRESS FORMULATION \*\*\*\*\*  
DO NOT CONSIDER "PORE" COLUMN

EL	FORCE	DISPL-Y	VERTICAL-P	HORIZON.-P	MAX-V-P	MAX-H-P	STATE	STIFFNESS	Z-LEVEL	PORE
1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	V-C	.0000	.0000	
2	.3131	.0000	3.800	1.566	3.800	1.566	V-C	2391.	-.2000	
3	.6262	.0000	7.600	3.131	7.600	3.131	V-C	3381.	-.4000	
4	.9394	.0000	11.40	4.697	11.40	4.697	V-C	4141.	-.6000	
5	1.252	.0000	15.20	6.262	15.20	6.262	V-C	4782.	-.8000	
6	1.566	.0000	19.00	7.828	19.00	7.828	V-C	5346.	-1.000	
7	1.879	.0000	22.80	9.394	22.80	9.394	V-C	5856.	-1.200	
8	2.192	.0000	26.60	10.96	26.60	10.96	V-C	6325.	-1.400	
9	2.505	.0000	30.40	12.52	30.40	12.52	V-C	6762.	-1.600	
10	2.818	.0000	34.20	14.09	34.20	14.09	V-C	7172.	-1.800	
11	3.131	.0000	38.00	15.66	38.00	15.66	V-C	7560.	-2.000	
12	3.444	.0000	41.80	17.22	41.80	17.22	V-C	7929.	-2.200	
13	3.757	.0000	45.60	18.79	45.60	18.79	V-C	8282.	-2.400	
14	4.071	.0000	49.40	20.35	49.40	20.35	V-C	8620.	-2.600	
15	4.384	.0000	53.20	21.92	53.20	21.92	V-C	8945.	-2.800	
16	4.697	.0000	57.00	23.48	57.00	23.48	V-C	9259.	-3.000	
17	5.010	.0000	60.80	25.05	60.80	25.05	V-C	9563.	-3.200	
18	5.323	.0000	64.60	26.62	64.60	26.62	V-C	9857.	-3.400	
19	5.636	.0000	68.40	28.18	68.40	28.18	V-C	1.0143E+04	-3.600	
20	5.949	.0000	72.20	29.75	72.20	29.75	V-C	1.0421E+04	-3.800	
21	3.131	.0000	76.00	31.31	76.00	31.31	V-C	1.0692E+04	-4.000	
1.	..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....									
	.....									

PARETE ESEMPIO  
SOLUTION REACHED USING 6 ITERATIONS



P R I N T   O U T   F O R   T I M E   S T E P   2   (   A T   T I M E   2.000   )

DISPL. IN X-DIRECTION IS COMPONENT NO.   1  
DISPL. IN Y-DIRECTION IS COMPONENT NO.   2  
DISPL. IN Z-DIRECTION IS COMPONENT NO.   3  
ROT.   ABOUT X-AXIS   IS COMPONENT NO.   4  
ROT.   ABOUT Y-AXIS   IS COMPONENT NO.   5  
ROT.   ABOUT Z-AXIS   IS COMPONENT NO.   6

PRINT OUT OF ACTIVE COMPONENTS (FIXED NODES ARE NOT PRINTED OUT)

	2	4
1-	6.8604178E-03	2.6652042E-06
2-	6.8609508E-03	2.6652042E-06
3-	6.8614837E-03	2.6626260E-06
4-	6.8620151E-03	2.6495653E-06
5-	6.8625419E-03	2.6126315E-06
6-	6.8630575E-03	2.5346133E-06
7-	6.8635517E-03	2.3962866E-06
8-	6.8640106E-03	2.1766385E-06
9-	6.8644154E-03	1.8529971E-06
10-	6.8647432E-03	1.4011280E-06
11-	6.8649656E-03	7.9531058E-07
12-	6.8650493E-03	8.6392286E-09
13-	6.8649552E-03	9.8685445E-07
14-	6.8646555E-03	1.9673206E-06
15-	6.8641841E-03	2.7100440E-06
16-	6.8635853E-03	3.2464026E-06
17-	6.8628971E-03	3.6088304E-06
18-	6.8621511E-03	3.8307838E-06
19-	6.8613719E-03	3.9466284E-06
20-	6.8605772E-03	3.9913474E-06
21-	6.8597777E-03	4.0003249E-06

PARETE ESEMPIO

S T R E S S       R E S U L T S       F O R       G R O U P       N O .       1

PARA :  
ELEMENT TYPE       2 NO.OF ELEMENTS. IN THIS GROUP       20  
C U R R E N T       T I M E       I S       2.0000

BEAM2D ELEMENT

EL	TA	TB	MA	MB
-----				
1	-1.21811E-08	1.21811E-08	-1.21743E-09	-1.21795E-09
2	2.5782	-2.5782	-2.04091E-10	.51565
3	7.9042	-7.9042	-.51565	2.0965
4	15.969	-15.969	-2.0965	5.2903
5	25.115	-25.115	-5.2903	10.313
6	35.193	-35.193	-10.313	17.352
7	46.128	-46.128	-17.352	26.578
8	57.865	-57.865	-26.578	38.151
9	70.362	-70.362	-38.151	52.223
10	83.586	-83.586	-52.223	68.940
11	97.268	-97.268	-68.940	88.394
12	111.55	-111.55	-88.394	110.70
13	-126.58	126.58	-110.70	85.388
14	-111.16	111.16	-85.388	63.156
15	-95.204	95.204	-63.156	44.115
16	-78.727	78.727	-44.115	28.370
17	-61.747	61.747	-28.370	16.021
18	-44.361	44.361	-16.021	7.1483
19	-26.764	26.764	-7.1483	1.7955
20	-8.9775	8.9775	-1.7955	-9.24427E-10

.....

PARETE ESEMPIO

S T R E S S     R E S U L T S     F O R     G R O U P     N O.     2

TEMO :

ELEMENT TYPE     5 NO.OF ELEMENTS. IN THIS GROUP     21

C U R R E N T     T I M E     I S     2.0000

HARDENING 2D SOIL ELEMENT

\*\*\*\*\* EFFECTIVE STRESS FORMULATION \*\*\*\*\*

DO NOT CONSIDER "PORE" COLUMN

EL	FORCE	DISPL-Y	VERTICAL-P	HORIZON.-P	MAX-V-P	MAX-H-P	STATE	STIFFNESS	Z-LEVEL	PORE
1	.0000	-6.8604E-03	.0000	.0000	.0000	.0000	UL-RL	.0000	.0000	
2	.2194	-6.8610E-03	3.800	1.097	3.800	1.673	UL-RL	1.5417E+04	-.2000	
3	.4479	-6.8615E-03	7.600	2.240	7.600	3.131	UL-RL	2.2028E+04	-.4000	
4	.6436	-6.8620E-03	11.40	3.218	11.40	4.697	UL-RL	2.6404E+04	-.6000	
5	.8289	-6.8625E-03	15.20	4.144	15.20	6.262	UL-RL	2.9966E+04	-.8000	
6	1.006	-6.8631E-03	19.00	5.030	19.00	7.828	UL-RL	3.3013E+04	-1.000	
7	1.186	-6.8636E-03	22.80	5.928	22.80	9.394	ACTIVE	.0000	-1.200	
8	1.383	-6.8640E-03	26.60	6.916	26.60	10.96	ACTIVE	.0000	-1.400	
9	1.581	-6.8644E-03	30.40	7.904	30.40	12.52	ACTIVE	.0000	-1.600	
10	1.778	-6.8647E-03	34.20	8.892	34.20	14.09	ACTIVE	.0000	-1.800	
11	1.976	-6.8650E-03	38.00	9.880	38.00	15.66	ACTIVE	.0000	-2.000	
12	2.174	-6.8650E-03	41.80	10.87	41.80	17.22	ACTIVE	.0000	-2.200	
13	2.371	-6.8650E-03	45.60	11.86	45.60	18.79	ACTIVE	.0000	-2.400	
14	2.569	-6.8647E-03	49.40	12.84	49.40	20.35	ACTIVE	.0000	-2.600	
15	2.766	-6.8642E-03	53.20	13.83	53.20	21.92	ACTIVE	.0000	-2.800	
16	2.964	-6.8636E-03	57.00	14.82	57.00	23.48	ACTIVE	.0000	-3.000	
17	3.162	-6.8629E-03	60.80	15.81	60.80	25.05	ACTIVE	.0000	-3.200	

18	3.405	-6.8622E-03	64.60	17.02	64.60	26.62	UL-RL	6.0732E+04	-3.400
19	3.794	-6.8614E-03	68.40	18.97	68.40	28.18	UL-RL	6.4110E+04	-3.600
20	4.191	-6.8606E-03	72.20	20.96	72.20	29.75	UL-RL	6.7383E+04	-3.800
21	2.298	-6.8598E-03	76.00	22.98	76.00	31.31	UL-RL	7.0563E+04	-4.000

1.....

..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....

.....

PARETE ESEMPIO

S T R E S S      R E S U L T S      F O R      G R O U P      N O.      3

TEVA :  
 ELEMENT TYPE      5 NO.OF ELEMENTS. IN THIS GROUP      21  
 C U R R E N T      T I M E      I S      2.0000

HARDENING 2D SOIL ELEMENT

\*\*\*\*\* EFFECTIVE STRESS FORMULATION \*\*\*\*\*  
 DO NOT CONSIDER "PORE" COLUMN

EL	FORCE	DISPL-Y	VERTICAL-P	HORIZON.-P	MAX-V-P	MAX-H-P	STATE	STIFFNESS	Z-LEVEL	PORE
1	.0000	6.8604E-03	.0000	.0000	.0000	.0000	UL-RL	.0000	.0000	
2	2.855	6.8610E-03	3.800	14.28	3.800	14.64	UL-RL	1.4439E+04	-.2000	
3	5.774	6.8615E-03	7.600	28.87	7.600	29.28	UL-RL	2.0533E+04	-.4000	
4	8.708	6.8620E-03	11.40	43.54	11.40	43.91	UL-RL	2.5216E+04	-.6000	
5	9.975	6.8625E-03	15.20	49.88	15.20	50.14	UL-RL	2.6988E+04	-.8000	
6	11.08	6.8631E-03	19.00	55.42	19.00	55.56	UL-RL	2.8448E+04	-1.000	
7	12.11	6.8636E-03	22.80	60.56	22.80	60.56	UL-RL	2.9738E+04	-1.200	
8	13.06	6.8640E-03	26.60	65.32	26.60	65.32	V-C	1.5442E+04	-1.400	
9	13.97	6.8644E-03	30.40	69.83	30.40	69.83	V-C	1.5967E+04	-1.600	
10	14.83	6.8647E-03	34.20	74.14	34.20	74.14	V-C	1.6453E+04	-1.800	
11	15.66	6.8650E-03	38.00	78.29	38.00	78.29	V-C	1.6907E+04	-2.000	

12	16.46	6.8650E-03	41.80	82.30	41.80	82.30	V-C	1.7334E+04	-2.200
13	17.24	6.8650E-03	45.60	86.18	45.60	86.18	V-C	1.7738E+04	-2.400
14	17.99	6.8647E-03	49.40	89.95	49.40	89.95	V-C	1.8121E+04	-2.600
15	18.72	6.8642E-03	53.20	93.62	53.20	93.62	V-C	1.8488E+04	-2.800
16	19.44	6.8636E-03	57.00	97.20	57.00	97.20	V-C	1.8838E+04	-3.000
17	20.14	6.8629E-03	60.80	100.7	60.80	100.7	V-C	1.9175E+04	-3.200
18	20.79	6.8622E-03	64.60	104.0	64.60	104.3	UL-RL	3.8962E+04	-3.400
19	21.39	6.8614E-03	68.40	107.0	68.40	108.1	UL-RL	3.9521E+04	-3.600
20	21.98	6.8606E-03	72.20	109.9	72.20	111.7	UL-RL	4.0059E+04	-3.800
21	11.28	6.8598E-03	76.00	112.8	76.00	115.4	UL-RL	4.0578E+04	-4.000

1.....

..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....

.....

# F I N A L     I N C R E M E N T A L     A N A L Y S I S

## S U M M A R Y

STEP	NO. OF ITERATIONS
------	-------------------

1	CONVERGENCE :YES	0
2	CONVERGENCE :YES	6

END OF PROCESS FOR PROBLEM  
PARETE ESEMPIO

1.....  
..... PARATIE      CE.A.S. RELEASE   4.00   .....  
.....

```
*****
*
*  PARATIE      :AN ELASTOPLASTIC FINITE ELEMENT PROGRAM  *
*               FOR FLEXIBLE EARTH-RETAINING STRUCTURES  *
*
*****
*
*  CE.A.S.      S.R.L    CENTRO DI ANALISI STRUTTURALE   *
*               VIALE    GIUSTINIANO 10                 *
*               20129    M I L A N O   (ITALIA)          *
*  TEL.         (02)    29.52.23.56 - 29.40.48.39        *
*  FAX          (02)    29.40.67.06                     *
*
*****
```

JOB : diga  
STARTING

1.....  
..... PARATIE      CE.A.S. RELEASE   4.00   .....  
.....

ACCEPTED	<FILE,GENW	>
ACCEPTED	<FILE,PLOTTER,BINARY	>
ACCEPTED	<SOLVE EFFECTIVE_STRESS	>
ACCEPTED	<PARAM ITEMAX 20	>

NO. OF OPTION CARDS READ      5

NO. OF WRONG CARDS 0

O P T I O N M A T R I X

0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	2	0	1	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
20	0	0	0	0

\*\*\*\*\*  
\*  
\* ATTENZIONE : IL PROGRAMMA OPERA IN TERMINI DI SFORZI \*  
\* EFFICACI, QUINDI LE PRESSIONI NEGLI ELEMENTI MOLLA \*  
\* NON TENGONO CONTO DELLA PRESSIONE DELL'ACQUA. \*  
\* E'COMPITO DELL'UTENTE APPLICARE LE PRESSIONI \*  
\* DELL'ACQUA COME CARICO ESTERNO. \*  
\*  
\* N.B.: E' POSSIBILE COMPIERE L'ANALISI IN TERMINI DI \*  
\* SFORZI TOTALI ATTIVANDO L'OPZIONE \*  
\*  
\* SOLVE TOTALSTRESS \*  
\*\*\*\*\*

INPUT FILE HAS BEEN GENERATED BY WALGEN PROGRAM

PARETE ESEMPIO

NO. OF NODAL POINTS (NUMNP) ..... 21  
NO. OF COORDINATES (NCOORD) ..... 2  
NO. OF NODE DOFS (NDOF) ..... 2  
NO. OF CONSTRAINTS CARDS (NVINC) ... 0  
NO. OF ELEMENT GROUPS (NEG) ..... 3  
NO. OF SOLUTION STEPS (NSTE) ..... 2  
FLAG FOR <TREND> STRATEGY ..... 9999  
NO. OF RECORD FROM WALGEN ..... 25

1.....  
..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....  
.....

P R E P R O C E S S O R D A T A

N O. O F C O M M A N D S 25

1 : TITL PARETE ESEMPIO  
2 : DELT 0.20  
3 : WALL PAR1 0. -4.00 0.0  
4 : MATE ACC 210000000.  
5 : MATE CLS 30000000.  
6 : BEAM PARA PAR1 -4.00 0.00 CLS 2.00  
7 : SOIL TEVA PAR1 -4.00 0.00 2 0.  
8 : SOIL TEMO PAR1 -4.00 0.00 1 180.  
9 : LDAT F36 0.00  
10 : WEIG 19.0 9.00 10.  
11 : RESI 0. 36.  
12 : RATI 0.412 0.260 3.852 1 0.412  
13 : MODU 100000. 2. 0. 1. 100. 0.5  
14 : ENDL



```

15 : OPTION PARAM ITEMAX 20
16 : STEP #1
17 :      GEOM  0.00  0.00
18 :      SURC  0.0  0.00  0.0  0.00
19 :      WATE  0.0
20 : ENDSTEP
21 : STEP #2
22 :      GEOM  0.00  0.00
23 :      SURC  0.0  0.00  0.0  0.00
24 :      LOAD STEP PAR1 -2.5 1 -120.0
25 : ENDSTEP

```

```

1.....
..... PARATIE      CE.A.S. RELEASE  4.00 .....
.....

```

# N O D A L    P O I N T    D A T A

```

-----

```

NODE COORD /	Y-COORD	Z-COORD /	NODE	Y-COORD	Z-COORD /	NODE	Y-COORD	Z-COORD /	NODE	Y-COORD	Z-
1	.00000	.00000 /	2	.00000	-.20000 /	3	.00000	-.40000 /	4	.00000	-.60000
/											
5	.00000	-.80000 /	6	.00000	-1.0000 /	7	.00000	-1.2000 /	8	.00000	-1.4000
/											
9	.00000	-1.6000 /	10	.00000	-1.8000 /	11	.00000	-2.0000 /	12	.00000	-2.2000
/											
13	.00000	-2.4000 /	14	.00000	-2.6000 /	15	.00000	-2.8000 /	16	.00000	-3.0000
/											
17	.00000	-3.2000 /	18	.00000	-3.4000 /	19	.00000	-3.6000 /	20	.00000	-3.8000
/											
21	.00000	-4.0000 /									

```

1.....
..... PARATIE      CE.A.S. RELEASE  4.00 .....
.....

```

ELEMENT GROUP NO. 1

PARA :  
 2 20 0 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 1 0 0 0 0  
 .....  
 .....2D BEAM ELEMENT.....  
 .....

MATERIAL SET NO. 1  
  
 PROP( 1) YOUNG MODULUS .300000E+08  
 PROP( 2) MODIFICATION TIME .000000  
 PROP( 3) NEW YOUNG MODULUS .000000

ELEMENT DATA

EL	NA	NB	MAT	B-TIME	D-TIME	ERC1	ERC2	THICK
-----								
1	1	2	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
2	2	3	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
3	3	4	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
4	4	5	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
5	5	6	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
6	6	7	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
7	7	8	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
8	8	9	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
9	9	10	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
10	10	11	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
11	11	12	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
12	12	13	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
13	13	14	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
14	14	15	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
15	15	16	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
16	16	17	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
17	17	18	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
18	18	19	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000

19	19	20	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000
20	20	21	1	.0000	.0000	.0000	.0000	2.000

1.....  
..... PARATIE      CE.A.S. RELEASE 4.00 .....  
.....

ELEMENT GROUP NO. 2

TEMO :

5	21	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
---	----	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

.....  
.....2D PLASTIC SOIL .....  
.....

MATERIAL SET NO. 1

PROP( 1)	ANGLE	180.000
PROP( 2)	EVC	.000000
PROP( 3)	EUR (RVC)	100000.
PROP( 4)	RAPPUR	2.00000
PROP( 5)	COEFV	.000000
PROP( 6)	COEFH	1.00000
PROP( 7)	PA	100.000
PROP( 8)	EXP	.500000
PROP(15)	WINKLER AT V-C	.000000
PROP(16)	WINKLER AT UL-RL	.000000

IF PROP(16) IS > 0, WINKLER CONSTANTS ARE USED INSTEAD OF THE OTHER CONSTANTS

ELEMENT DATA

EL	N	MAT	B-TIME	D-TIME	AREA	.....	.....	.....	FLAG
1	1	1	.0000	.0000	.1000	.0000	.0000	.0000	1.000
2	2	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
3	3	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000

4	4	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
5	5	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
6	6	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
7	7	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
8	8	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
9	9	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
10	10	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
11	11	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
12	12	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
13	13	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
14	14	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
15	15	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
16	16	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
17	17	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
18	18	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
19	19	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
20	20	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	1.000
21	21	1	.0000	.0000	.1000	.0000	.0000	.0000	1.000

1.....  
..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....  
.....

ELEMENT GROUP NO. 3

TEVA :

5 21 0 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 1 0 0 0 0

.....  
.....2D PLASTIC SOIL .....  
.....

MATERIAL SET NO. 1

PROP( 1) ANGLE	.000000
PROP( 2) EVC	.000000
PROP( 3) EUR (RVC)	100000.
PROP( 4) RAPPUR	2.00000
PROP( 5) COEFV	.000000

PROP( 6) COEFH               1.00000  
 PROP( 7) PA                 100.000  
 PROP( 8) EXP                .500000  
 PROP(15) WINKLER AT V-C     .000000  
 PROP(16) WINKLER AT UL-RL   .000000  
 IF PROP(16) IS > 0, WINKLER CONSTANTS ARE USED INSTEAD OF THE OTHER CONSTANTS

ELEMENT DATA

EL	N	MAT	B-TIME	D-TIME	AREA	.....	.....	.....	FLAG
1	1	1	.0000	.0000	.1000	.0000	.0000	.0000	2.000
2	2	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
3	3	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
4	4	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
5	5	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
6	6	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
7	7	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
8	8	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
9	9	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
10	10	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
11	11	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
12	12	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
13	13	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
14	14	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
15	15	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
16	16	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
17	17	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
18	18	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
19	19	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
20	20	1	.0000	.0000	.2000	.0000	.0000	.0000	2.000
21	21	1	.0000	.0000	.1000	.0000	.0000	.0000	2.000

NO. OF NODAL LOADS (NLOAD) ..... 1

NO. OF LOAD CURVES (NLCUR) ..... 4  
MAXIMUM POINTS/LCURVE (NPTM) ..... 5

1.....  
..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....  
.....

L O A D        D A T A

LOAD FUNCTION NUMBER = 1  
NUMBER OF TIME POINTS = 5

TIME VALUE	FUNCTION
.00000	.0000E+00
.80000	.0000E+00
1.00000	.1000E+01
1.20000	.0000E+00
3.00000	.0000E+00

LOAD FUNCTION NUMBER = 2  
NUMBER OF TIME POINTS = 5

TIME VALUE	FUNCTION
.00000	.0000E+00
1.80000	.0000E+00
2.00000	.1000E+01
2.20000	.0000E+00
3.00000	.0000E+00

LOAD FUNCTION NUMBER = 3

NUMBER OF TIME POINTS = 4

TIME VALUE	FUNCTION
.00000	.0000E+00
.80000	.0000E+00
1.00000	.1000E+01
3.00000	.1000E+01

LOAD FUNCTION NUMBER = 4  
NUMBER OF TIME POINTS = 4

TIME VALUE	FUNCTION
.00000	.0000E+00
1.80000	.0000E+00
2.00000	.1000E+01
3.00000	.1000E+01

CONCENTRATED LOADS

NODE	DIRECTION	LOAD CURVE	LOAD CURVE MULTIPL
13	1	2	-.1200E+03

NO. OF DISTRIBUTED LOAD CARDS 0

1..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....

# L O A D        B A L A N C E

STEP	1	TOTAL APPLIED LOAD IN DIR.	2	.00000000
STEP	1	TOTAL APPLIED LOAD IN DIR.	4	.00000000
STEP	2	TOTAL APPLIED LOAD IN DIR.	2	-120.00000
STEP	2	TOTAL APPLIED LOAD IN DIR.	4	.00000000

LOAD INPUT SECTION COMPLETED

NO. OF LAYERS ..... 1

1.....  
 ..... PARATIE        CE.A.S. RELEASE    4.00 .....  
 .....

## LAYERS DESCRIPTORS

LAYER NO.        1

LOWER AND UPPER LEVELS	- .1000E+31	.0000		
SWELLING TIME AND SWELLING RATIO	.0000	.0000		
COHESION AND FRICTION ANGLE	.0000	36.00		
DRY, BOUYANCY AND WATER UNIT WEIGHTS	19.00	9.000	10.00	
AT REST, ACTIVE AND PASSIVE RATIOS	.4120	.2600	3.852	
WEAKENING TIME	.0000			
WEAK COHES, FRICTION, KA, KP,	.0000	.0000	.0000	.0000
WEAKENING FLAG ( 0, 1, 2)	.0000			
OCR AND NORMAL CONSOLIDATED K0	1.000	.4120		

1.....  
 ..... PARATIE        CE.A.S. RELEASE    4.00 .....  
 .....

## PHASE DESCRIPTORS

STEP NO.        1

.    Y    ..    ZPC    ..    ZSC    ..    ZWT    ..    Q    ..    ZQ    ..    DZWT    ..    QS    ..    ZQS    ..    ZCUT    ..    ZWBAL    ..    FUTURE    .



.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	-4.000	.0000											
.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	-4.000	.0000											
STEP	NO.	2																					
Y	..	ZPC	..	ZSC	..	ZWT	..	Q	..	ZQ	..	DZWT	..	QS	..	ZQS	..	ZCUT	..	ZWBAL	..	FUTURE	.
.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		-4.000	.0000
.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		.0000		-4.000	.0000

# LEFT-HAND WALL

LOWER	LEVEL	-4.00000
UPPER	LEVEL	.00000

# RIGHT-HAND WALL

LOWER	LEVEL	-4.00000
UPPER	LEVEL	.00000

ELEMENT GROUPS BACKUP AREA CAN STAY IN CORE AT  
POSITION 1313

NO. OF D.P.W FOR THIS AREA	1619
MAX NO. OF D.P.W. AVAILABLE	12000

1.....  
..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....  
.....

PARETE ESEMPIO  
SOLUTION REACHED USING 0 ITERATIONS

NO EQUILIBRIUM ITERATIONS WERE PERFORMED TO  
OBTAIN CURRENT SOLUTION

P R I N T O U T F O R T I M E S T E P 1 ( AT TIME 1.000 )

DISPL. IN X-DIRECTION IS COMPONENT NO. 1  
DISPL. IN Y-DIRECTION IS COMPONENT NO. 2  
DISPL. IN Z-DIRECTION IS COMPONENT NO. 3  
ROT. ABOUT X-AXIS IS COMPONENT NO. 4  
ROT. ABOUT Y-AXIS IS COMPONENT NO. 5  
ROT. ABOUT Z-AXIS IS COMPONENT NO. 6

PRINT OUT OF ACTIVE COMPONENTS (FIXED NODES ARE NOT PRINTED OUT)

2 4

ALL NODAL POINTS HAVE ZERO DISPLACEMENT COMPONENTS

1.....  
..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....  
.....

PARETE ESEMPIO

S T R E S S R E S U L T S F O R G R O U P N O. 1

PARA :  
ELEMENT TYPE 2 NO.OF ELEMENTS. IN THIS GROUP 20  
C U R R E N T T I M E I S 1.0000

BEAM2D ELEMENT

EL	TA	TB	MA	MB
-----				
1	.00000	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000	.00000

3	.00000	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000	.00000
5	.00000	.00000	.00000	.00000
6	.00000	.00000	.00000	.00000
7	.00000	.00000	.00000	.00000
8	.00000	.00000	.00000	.00000
9	.00000	.00000	.00000	.00000
10	.00000	.00000	.00000	.00000
11	.00000	.00000	.00000	.00000
12	.00000	.00000	.00000	.00000
13	.00000	.00000	.00000	.00000
14	.00000	.00000	.00000	.00000
15	.00000	.00000	.00000	.00000
16	.00000	.00000	.00000	.00000
17	.00000	.00000	.00000	.00000
18	.00000	.00000	.00000	.00000
19	.00000	.00000	.00000	.00000
20	.00000	.00000	.00000	.00000

1.....  
..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....  
.....

PARETE ESEMPIO

S T R E S S     R E S U L T S     F O R     G R O U P     N O.     2

TEMO :

ELEMENT TYPE     5 NO.OF ELEMENTS. IN THIS GROUP     21

C U R R E N T     T I M E     I S     1.0000

HARDENING 2D SOIL ELEMENT

\*\*\*\*\* EFFECTIVE STRESS FORMULATION \*\*\*\*\*

DO NOT CONSIDER "PORE" COLUMN

EL	FORCE	DISPL-Y	VERTICAL-P	HORIZON.-P	MAX-V-P	MAX-H-P	STATE	STIFFNESS Z-LEVEL	PORE
----	-------	---------	------------	------------	---------	---------	-------	-------------------	------

-----  
-----

1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	V-C	.0000	.0000
2	.1483	.0000	1.800	.7416	1.800	.7416	V-C	6338.	-.2000
3	.2966	.0000	3.600	1.483	3.600	1.483	V-C	8963.	-.4000
4	.4450	.0000	5.400	2.225	5.400	2.225	V-C	1.0978E+04	-.6000
5	.5933	.0000	7.200	2.966	7.200	2.966	V-C	1.2676E+04	-.8000
6	.7416	.0000	9.000	3.708	9.000	3.708	V-C	1.4172E+04	-1.000
7	.8899	.0000	10.80	4.450	10.80	4.450	V-C	1.5525E+04	-1.200
8	1.038	.0000	12.60	5.191	12.60	5.191	V-C	1.6769E+04	-1.400
9	1.187	.0000	14.40	5.933	14.40	5.933	V-C	1.7926E+04	-1.600
10	1.335	.0000	16.20	6.674	16.20	6.674	V-C	1.9014E+04	-1.800
11	1.483	.0000	18.00	7.416	18.00	7.416	V-C	2.0042E+04	-2.000
12	1.632	.0000	19.80	8.158	19.80	8.158	V-C	2.1021E+04	-2.200
13	1.780	.0000	21.60	8.899	21.60	8.899	V-C	2.1955E+04	-2.400
14	1.928	.0000	23.40	9.641	23.40	9.641	V-C	2.2852E+04	-2.600
15	2.076	.0000	25.20	10.38	25.20	10.38	V-C	2.3715E+04	-2.800
16	2.225	.0000	27.00	11.12	27.00	11.12	V-C	2.4547E+04	-3.000
17	2.373	.0000	28.80	11.87	28.80	11.87	V-C	2.5352E+04	-3.200
18	2.521	.0000	30.60	12.61	30.60	12.61	V-C	2.6132E+04	-3.400
19	2.670	.0000	32.40	13.35	32.40	13.35	V-C	2.6890E+04	-3.600
20	2.818	.0000	34.20	14.09	34.20	14.09	V-C	2.7627E+04	-3.800
21	1.483	.0000	36.00	14.83	36.00	14.83	V-C	2.8344E+04	-4.000
1	..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....								
	.....								

PARETE ESEMPIO

S T R E S S     R E S U L T S     F O R     G R O U P     N O.     3

TEVA :

ELEMENT TYPE     5 NO.OF ELEMENTS. IN THIS GROUP     21  
C U R R E N T     T I M E     I S     1.0000

# HARDENING 2D SOIL ELEMENT

\*\*\*\*\* EFFECTIVE STRESS FORMULATION \*\*\*\*\*  
DO NOT CONSIDER "PORE" COLUMN

EL	FORCE	DISPL-Y	VERTICAL-P	HORIZON.-P	MAX-V-P	MAX-H-P	STATE	STIFFNESS	Z-LEVEL	PORE
1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	V-C	.0000	.0000	
2	.1483	.0000	1.800	.7416	1.800	.7416	V-C	1645.	-.2000	
3	.2966	.0000	3.600	1.483	3.600	1.483	V-C	2327.	-.4000	
4	.4450	.0000	5.400	2.225	5.400	2.225	V-C	2850.	-.6000	
5	.5933	.0000	7.200	2.966	7.200	2.966	V-C	3291.	-.8000	
6	.7416	.0000	9.000	3.708	9.000	3.708	V-C	3679.	-1.000	
7	.8899	.0000	10.80	4.450	10.80	4.450	V-C	4030.	-1.200	
8	1.038	.0000	12.60	5.191	12.60	5.191	V-C	4353.	-1.400	
9	1.187	.0000	14.40	5.933	14.40	5.933	V-C	4654.	-1.600	
10	1.335	.0000	16.20	6.674	16.20	6.674	V-C	4936.	-1.800	
11	1.483	.0000	18.00	7.416	18.00	7.416	V-C	5203.	-2.000	
12	1.632	.0000	19.80	8.158	19.80	8.158	V-C	5457.	-2.200	
13	1.780	.0000	21.60	8.899	21.60	8.899	V-C	5700.	-2.400	
14	1.928	.0000	23.40	9.641	23.40	9.641	V-C	5933.	-2.600	
15	2.076	.0000	25.20	10.38	25.20	10.38	V-C	6157.	-2.800	
16	2.225	.0000	27.00	11.12	27.00	11.12	V-C	6373.	-3.000	
17	2.373	.0000	28.80	11.87	28.80	11.87	V-C	6582.	-3.200	
18	2.521	.0000	30.60	12.61	30.60	12.61	V-C	6784.	-3.400	
19	2.670	.0000	32.40	13.35	32.40	13.35	V-C	6981.	-3.600	
20	2.818	.0000	34.20	14.09	34.20	14.09	V-C	7172.	-3.800	
21	1.483	.0000	36.00	14.83	36.00	14.83	V-C	7359.	-4.000	
1	.....									
	..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....									
	.....									

PARETE ESEMPIO  
SOLUTION REACHED USING 6 ITERATIONS

P R I N T   O U T   F O R   T I M E   S T E P   2   ( AT TIME   2.000   )

DISPL. IN X-DIRECTION IS COMPONENT NO.   1  
DISPL. IN Y-DIRECTION IS COMPONENT NO.   2  
DISPL. IN Z-DIRECTION IS COMPONENT NO.   3  
ROT.   ABOUT X-AXIS   IS COMPONENT NO.   4  
ROT.   ABOUT Y-AXIS   IS COMPONENT NO.   5  
ROT.   ABOUT Z-AXIS   IS COMPONENT NO.   6

PRINT OUT OF ACTIVE COMPONENTS (FIXED NODES ARE NOT PRINTED OUT)

	2	4
1-	4.7285333E-03	-1.2401649E-06
2-	4.7287813E-03	-1.2401649E-06
3-	4.7290293E-03	-1.2389435E-06
4-	4.7292766E-03	-1.2327560E-06
5-	4.7295216E-03	-1.2152588E-06
6-	4.7297614E-03	-1.1782906E-06
7-	4.7299911E-03	-1.1127282E-06
8-	4.7302039E-03	-1.0086006E-06
9-	4.7303912E-03	-8.5515017E-07
10-	4.7305419E-03	-6.4087870E-07
11-	4.7306427E-03	-3.5358357E-07
12-	4.7306776E-03	1.9498443E-08
13-	4.7306283E-03	4.9163295E-07
14-	4.7304815E-03	9.5664569E-07
15-	4.7302531E-03	1.3089004E-06
16-	4.7299644E-03	1.5632795E-06
17-	4.7296333E-03	1.7351661E-06
18-	4.7292748E-03	1.8404288E-06
19-	4.7289005E-03	1.8953677E-06
20-	4.7285189E-03	1.9165750E-06
21-	4.7281350E-03	1.9208324E-06

PARETE ESEMPIO

S T R E S S       R E S U L T S       F O R       G R O U P       N O .       1

PARA :  
ELEMENT TYPE       2 NO.OF ELEMENTS. IN THIS GROUP       20  
C U R R E N T       T I M E       I S       2.0000

BEAM2D ELEMENT

EL	TA	TB	MA	MB
-----				
1	-6.48946E-09	6.48946E-09	-6.48463E-10	-6.50275E-10
2	1.2215	-1.2215	-1.32540E-10	.24429
3	3.7446	-3.7446	-.24429	.99320
4	7.5651	-7.5651	-.99320	2.5062
5	11.906	-11.906	-2.5062	4.8874
6	16.688	-16.688	-4.8874	8.2251
7	21.877	-21.877	-8.2251	12.600
8	27.446	-27.446	-12.600	18.090
9	33.375	-33.375	-18.090	24.765
10	39.649	-39.649	-24.765	32.694
11	46.138	-46.138	-32.694	41.922
12	52.914	-52.914	-41.922	52.505
13	-60.036	60.036	-52.505	40.498
14	-52.722	52.722	-40.498	29.953
15	-45.154	45.154	-29.953	20.923
16	-37.339	37.339	-20.923	13.455
17	-29.285	29.285	-13.455	7.5978
18	-21.039	21.039	-7.5978	3.3900
19	-12.693	12.693	-3.3900	.85146
20	-4.2573	4.2573	-.85146	7.16137E-11

.....

PARETE ESEMPIO

S T R E S S     R E S U L T S     F O R     G R O U P   N O.     2

TEMO :

ELEMENT TYPE     5 NO.OF ELEMENTS. IN THIS GROUP     21

C U R R E N T     T I M E     I S     2.0000

HARDENING 2D SOIL ELEMENT

\*\*\*\*\* EFFECTIVE STRESS FORMULATION \*\*\*\*\*

DO NOT CONSIDER "PORE" COLUMN

EL	FORCE	DISPL-Y	VERTICAL-P	HORIZON.-P	MAX-V-P	MAX-H-P	STATE	STIFFNESS	Z-LEVEL	PORE
1	.0000	-4.7285E-03	.0000	.0000	.0000	.0000	UL-RL	.0000	.0000	
2	.1048	-4.7288E-03	1.800	.5238	1.800	.7892	UL-RL	1.0653E+04	-.2000	
3	.2123	-4.7290E-03	3.600	1.062	3.600	1.483	UL-RL	1.5167E+04	-.4000	
4	.3048	-4.7293E-03	5.400	1.524	5.400	2.225	UL-RL	1.8173E+04	-.6000	
5	.3925	-4.7295E-03	7.200	1.962	7.200	2.966	UL-RL	2.0620E+04	-.8000	
6	.4762	-4.7298E-03	9.000	2.381	9.000	3.708	UL-RL	2.2714E+04	-1.000	
7	.5616	-4.7300E-03	10.80	2.808	10.80	4.450	ACTIVE	.0000	-1.200	
8	.6552	-4.7302E-03	12.60	3.276	12.60	5.191	ACTIVE	.0000	-1.400	
9	.7488	-4.7304E-03	14.40	3.744	14.40	5.933	ACTIVE	.0000	-1.600	
10	.8424	-4.7305E-03	16.20	4.212	16.20	6.674	ACTIVE	.0000	-1.800	
11	.9360	-4.7306E-03	18.00	4.680	18.00	7.416	ACTIVE	.0000	-2.000	
12	1.030	-4.7307E-03	19.80	5.148	19.80	8.158	ACTIVE	.0000	-2.200	
13	1.123	-4.7306E-03	21.60	5.616	21.60	8.899	ACTIVE	.0000	-2.400	
14	1.217	-4.7305E-03	23.40	6.084	23.40	9.641	ACTIVE	.0000	-2.600	
15	1.310	-4.7303E-03	25.20	6.552	25.20	10.38	ACTIVE	.0000	-2.800	
16	1.404	-4.7300E-03	27.00	7.020	27.00	11.12	ACTIVE	.0000	-3.000	
17	1.498	-4.7296E-03	28.80	7.488	28.80	11.87	ACTIVE	.0000	-3.200	



18	1.613	-4.7293E-03	30.60	8.064	30.60	12.61	UL-RL	4.1800E+04	-3.400
19	1.798	-4.7289E-03	32.40	8.990	32.40	13.35	UL-RL	4.4133E+04	-3.600
20	1.987	-4.7285E-03	34.20	9.934	34.20	14.09	UL-RL	4.6394E+04	-3.800
21	1.090	-4.7281E-03	36.00	10.90	36.00	14.83	UL-RL	4.8589E+04	-4.000

1.....

..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....

.....

PARETE ESEMPIO

S T R E S S      R E S U L T S      F O R      G R O U P      N O.      3

TEVA :  
ELEMENT TYPE      5 NO.OF ELEMENTS. IN THIS GROUP      21  
C U R R E N T      T I M E      I S      2.0000

HARDENING 2D SOIL ELEMENT

\*\*\*\*\* EFFECTIVE STRESS FORMULATION \*\*\*\*\*  
DO NOT CONSIDER "PORE" COLUMN

EL	FORCE	DISPL-Y	VERTICAL-P	HORIZON.-P	MAX-V-P	MAX-H-P	STATE	STIFFNESS	Z-LEVEL	PORE
1	.0000	4.7285E-03	.0000	.0000	.0000	.0000	UL-RL	.0000	.0000	
2	1.353	4.7288E-03	1.800	6.764	1.800	6.934	UL-RL	9939.	-.2000	
3	2.735	4.7290E-03	3.600	13.68	3.600	13.87	UL-RL	1.4133E+04	-.4000	
4	4.125	4.7293E-03	5.400	20.63	5.400	20.80	UL-RL	1.7356E+04	-.6000	
5	4.733	4.7295E-03	7.200	23.67	7.200	23.79	UL-RL	1.8591E+04	-.8000	
6	5.259	4.7298E-03	9.000	26.29	9.000	26.36	UL-RL	1.9595E+04	-1.000	
7	5.745	4.7300E-03	10.80	28.73	10.80	28.73	V-C	1.0241E+04	-1.200	
8	6.196	4.7302E-03	12.60	30.98	12.60	30.98	V-C	1.0635E+04	-1.400	
9	6.624	4.7304E-03	14.40	33.12	14.40	33.12	V-C	1.0996E+04	-1.600	
10	7.033	4.7305E-03	16.20	35.16	16.20	35.16	V-C	1.1330E+04	-1.800	
11	7.426	4.7306E-03	18.00	37.13	18.00	37.13	V-C	1.1643E+04	-2.000	

12	7.805	4.7307E-03	19.80	39.03	19.80	39.03	V-C	1.1937E+04	-2.200
13	8.173	4.7306E-03	21.60	40.87	21.60	40.87	V-C	1.2215E+04	-2.400
14	8.531	4.7305E-03	23.40	42.65	23.40	42.65	V-C	1.2479E+04	-2.600
15	8.879	4.7303E-03	25.20	44.39	25.20	44.39	V-C	1.2731E+04	-2.800
16	9.219	4.7300E-03	27.00	46.09	27.00	46.09	V-C	1.2972E+04	-3.000
17	9.551	4.7296E-03	28.80	47.76	28.80	47.76	V-C	1.3204E+04	-3.200
18	9.859	4.7293E-03	30.60	49.30	30.60	49.48	UL-RL	2.6831E+04	-3.400
19	10.14	4.7289E-03	32.40	50.72	32.40	51.25	UL-RL	2.7216E+04	-3.600
20	10.42	4.7285E-03	34.20	52.11	34.20	53.00	UL-RL	2.7586E+04	-3.800
21	5.347	4.7281E-03	36.00	53.47	36.00	54.73	UL-RL	2.7944E+04	-4.000

1.....  
..... PARATIE CE.A.S. RELEASE 4.00 .....  
.....

F I N A L      I N C R E M E N T A L      A N A L Y S I S

S U M M A R Y

STEP	NO. OF ITERATIONS	
1	CONVERGENCE :YES	0
2	CONVERGENCE :YES	6

END OF PROCESS FOR PROBLEM  
PARETE ESEMPIO