

# PROGETTO DI IMPIANTO IDROELETTRICO DI REGOLAZIONE SUL BACINO DI CAMPOLATTARO (BN)

MARZO 2011



COMMITTENTE



**R.E.C. S.r.l.**

Via Uberti 37-20129 Milano

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI IMPRESE

Mandataria :



**ETATEC** S.R.L.  
SOCIETA' DI INGEGNERIA

20133 MILANO - via Bassini, 23 - tel.(02) 26681264

fax (02) 26681553 - E-Mail: ETATEC@ETATEC.IT

AZIENDA CON SISTEMA DI QUALITA' CERTIFICATO UNI EN ISO 9001:2008



SICIV - SC 06-647/EA 34

PROGETTISTA: Prof. Ing. Alessandro Paoletti

Mandante :

**CeAS**

SISTEMA QUALITA'  
UNI EN ISO 9001 : 2008

CERTIFICATO K031 RILASCIATO  
DA

CENTRO DI ANALISI STRUTTURALE S.R.L.  
AZIENDA CON SISTEMA QUALITA'

SERVIZI DI INGEGNERIA CIVILE  
CIVIL ENGINEERING SERVICES



PROGETTISTA: Dott. Ing. Giovanni Canetta

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO  
DEI MANUFATTI IN SOTTERRANEO

Revisione	Data	Descrizione	Redazione	Verifica	Approvazione	
A	31/03/2011	EMISSIONE PER VALUTAZIONE D'IMPATTO AMBIENTALE	PITTELLI	BECCI	CANETTA	
B						
C						
CODICE COMMESSA		TIPOLOGIA COMMESSA	TIPOLOGIA ELABORATO	FASE PROGETTAZIONE	PARTE DI IMPIANTO	PROGRESSIVO ELABORATO
10062		PG	R	D	I	376
SCALA:						
—						

## INDICE

<b>SCOPO</b>	<b>4</b>
<b>1. NORMATIVE E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI</b>	<b>4</b>
<b>2. BREVE DESCRIZIONE DEI MANUFATTI E DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI ADOTTATE</b>	<b>5</b>
<b>2.1 Cenni sulle formazioni rocciose attraversate dagli scavi in sotterraneo</b>	<b>5</b>
<b>2.2 Opera di presa di Monte Alto e scarico di fondo</b>	<b>5</b>
<b>2.3 Camera valvola a farfalla</b>	<b>6</b>
<b>2.4 Centrale in caverna e caverna trasformatori</b>	<b>6</b>
2.4.1 Metodo di scavo delle caverne	6
<b>2.5 Pozzo piezometrico</b>	<b>7</b>
<b>2.6 Opera di presa di Campolattaro</b>	<b>8</b>
<b>2.7 Gallerie idrauliche</b>	<b>8</b>
2.7.1 Galleria di presa fino alla camera valvole	8
2.7.2 Galleria di scarico di fondo	9
2.7.3 Condotta forzata	9
2.7.4 Galleria di restituzione	10
<b>2.8 Gallerie di accesso e imbocchi</b>	<b>12</b>
2.8.1 Galleria di accesso al pozzo paratoie di Monte Alto e relativo imbocco	12
2.8.2 Opere di imbocco della galleria di presa e dello scarico di fondo di Monte Alto	12
2.8.3 Galleria di accesso alla camera valvole e relativo imbocco	13
2.8.4 Galleria di accesso alla centrale e relativo imbocco	13
2.8.5 Galleria di finestra di accesso intermedio alla galleria di restituzione e relativo imbocco	14
<b>2.9 Interventi specifici per il contrasto di venute d'acqua per le opere in foro cieco</b>	<b>15</b>
2.9.1 Ammassi lapidei molto e finemente fratturati	16
2.9.2 Ammassi pseudo-lapidei molto tettonizzati e non iniettabili per impregnazione	16
<b>2.10 Monitoraggi in avanzamento</b>	<b>17</b>
2.10.1 Gallerie	17
2.10.2 Caverne e cameroni	17
2.10.3 Opere all'aperto	18

<b>3.</b>	<b>MATERIALI STRUTTURALI</b>	<b>19</b>
<b>3.1</b>	<b>Opere in calcestruzzo semplice e armato</b>	<b>19</b>
3.1.1	Calcestruzzo magro uni en 206-1	19
3.1.2	Calcestruzzo per opere strutturali uni en 206-1	19
3.1.3	Calcestruzzo proiettato	19
3.1.4	Acciaio per armature in barre e reti elettrosaldate	19
<b>3.2</b>	<b>Opere di presostegno</b>	<b>19</b>
3.2.1	Chiodi in acciaio per ancoraggi passivi	19
3.2.2	Acciaio per tiranti attivi a trefoli	19
3.2.3	Acciaio per tiranti in barre	19
3.2.4	Malta reoplastica cementizia per iniezione tiranti	20
3.2.5	Acciaio per carpenterie metalliche	20
3.2.6	Elementi strutturali in vetroresina	20
3.2.6.1	Attraversamento di zone argillose e sciolte	20
3.2.7	Iniezioni di consolidamento ed impermeabilizzazione della roccia con resine	20
<b>3.3</b>	<b>Drenaggi</b>	<b>20</b>
<b>3.4</b>	<b>Impermeabilizzazione dei manufatti</b>	<b>21</b>
<b>4.</b>	<b>VERIFICHE STATICHE</b>	<b>22</b>
<b>4.1</b>	<b>Metodologia di calcolo</b>	<b>22</b>
4.1.1	Paratie di contenimento degli scavi	22
4.1.1.1	Descrizione del modello di calcolo delle paratie	22
4.1.1.2	Modellazione del processo realizzativo	23
4.1.1.3	Metodologia di calcolo	24
4.1.1.4	Parametri geotecnici “caratteristici”	25
4.1.1.5	Parametri caratteristici di resistenza e di spinta (SLE (A1+M1+R1) e SLU (A2+M2+R2))	27
4.1.2	Sezioni di galleria in foro cieco – fasi esecutive	28
4.1.2.1	Fasi di calcolo	28
4.1.2.2	Determinazione della frazione di allentamento	29
4.1.2.3	Caratterizzazione dei materiali nel modello numerico	30
4.1.2.4	Verifiche di stabilità delle fasi di scavo	32
4.1.2.5	Sezioni di galleria in foro cieco – verifica del rivestimento in esercizio	33
<b>4.2</b>	<b>Opere di imbocco – verifica statica delle paratie di contenimento scavi</b>	<b>35</b>
4.2.1	Generalità	35
4.2.2	Opera di presa di Monte Alto – ipotesi di lago alto	36
4.2.2.1	Risultati SLE (e per analisi SLU A1+M1+R1)	40

4.2.2.2	Risultati SLU (per analisi A2+M2+R2)	43
4.2.3	Opera di presa di Monte Alto – ipotesi di lago basso	45
4.2.3.1	Risultati SLE (e per analisi SLU A1+M1+R1)	49
4.2.3.2	Risultati SLU (per analisi A2+M2+R2)	52
4.2.4	Opera di presa di Campolattaro	54
4.2.4.1	Risultati SLE (e per analisi SLU A1+M1+R1)	63
4.2.4.2	Risultati SLU (per analisi A2+M2+R2)	69
4.2.5	Verifiche agli stati limite	74
4.2.5.1	Opera di presa di Monte Alto	74
4.2.5.2	Opera di presa di Campolattaro	75
<b>4.3</b>	<b>Gallerie in foro cieco – verifica statica delle sezioni tipo più significative</b>	<b>77</b>
4.3.1	Sezione tipo in calcari compatti (GSI > 30)	77
4.3.2	Sezione tipo in rocce flyshoidi marnoso – arenacee fratturate (GSI < 25)	81
4.3.2.1	Modello preliminare assialsimmetrico	81
4.3.2.2	Modello della sezione trasversale	89
4.3.2.3	Risultati	90
4.3.2.4	Verifiche del rivestimento di prima fase	93
4.3.3	Caverna centrale	94
4.3.3.1	Modello della caverna sopra quota 292	94
4.3.3.2	Risultati	96
4.3.3.3	Verifiche del rivestimento di prima fase	98
4.3.3.4	Modello dei pozzi sotto quota 292	98
4.3.3.5	Risultati	102
4.3.3.6	Verifiche di resistenza	104

## Scopo

L'impianto idroelettrico di regolazione di Campolattaro prevede l'esecuzione di numerose opere in sotterraneo, che comprendono gallerie idrauliche e stradali, caverne e cameroni, e attraversano diverse formazioni litoidi.

Le parti emergenti alla superficie dell'impianto comprendono unicamente le opere di presa di Monte Alto e Campolattaro e gli imbocchi delle quattro gallerie di accesso e del pozzo paratoie di Campolattaro.

Nei capitoli seguenti viene data una sintetica descrizione di tutte queste opere, sotto il profilo strutturale e geotecnico, e in particolare:

- il cap. 1. riporta le normative di riferimento e alcuni riferimenti bibliografici essenziali adottati nel progetto
- nel successivo cap. 2. si dà una sintetica descrizione di tutti i manufatti che compongono la struttura dell'impianto e si delineano le soluzioni progettuali adottate;
- nel cap. 3. si specificano le proprietà dei materiali impiegati per le strutture, per il sostegno degli scavi e per i trattamenti di consolidamento e di impermeabilizzazione delle rocce;
- infine, nel cap. 4. si riportano le verifiche statiche dei principali manufatti esaminati.

## 1. Normative e Riferimenti bibliografici

- 1.] Legge 5-11-1971 n. 1086. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica
- 2.] UNI EN 206-1:2006. Calcestruzzo - Prestazioni, posa in opera e criteri di conformità
- 3.] D. M. 14/1/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni
- 4.] UNI ENV 1997 Eurocodice 7. Progettazione geotecnica.
- 5.] AICAP. Ancoraggi nei terreni e nelle rocce. Raccomandazioni. 1993
- 6.] AGI. Raccomandazioni sui pali di fondazione. Dicembre 1984
- 7.] CeAS Centro di Analisi Strutturale. PARATIE – Programma per il calcolo delle paratie flessibili multiancorate – Ver. 6.2, 2006.
- 8.] ITASCA C.G. FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua. Rel. 6.0, 2008
- 9.] PANET M., 1995. Calcul des Tunnels par la méthode convergence-confinement. Paris, Press National de l'Ecole Nationale des Ponts e Chaussées.
- 10.] LOMBARDI, AMBERG Un méthode de calcul élasto-plastique del l'état de tension et de déformation autour d'uner cavité souterraine. 3rd ISRM Congress, Denver 1974 vol IIB
- 11.] BUSTAMANTE M., DOIX B., 1985. Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. Bull. Liaison Labo, P. et Ch. n° 140, nov.-déc., pp 74-95.
- 12.] HOEK & BROWN, 1997. Practical Estimates of Rock Mass Strength. Int. J. Rock Mech. – Vol.34(8) – pagg. 1165-1186
- 13.] AFTES - Recommendations on the Convergence – Confinement Method. Ver. 1 – apr. 14-11-2001
- 14.] Tamez Gonzalez E., Rangel Nuñez J.L. – Diseño Geotecnico de Tuneles. TGC Geotecnica. 1985
- 15.] Grasso P., Mahtab A., Pelizza S. Riqualificazione delle massa rocciosa. Un criterio per la stabilizzazione delle gallerie. Riv. Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, 2° sem 1989.

## 2. Breve descrizione dei manufatti e delle soluzioni progettuali adottate

Nei paragrafi seguenti vengono brevemente descritte le principali opere in sotterraneo, e le metodologie esecutive proposte, dal punto di vista puramente strutturale; per gli aspetti funzionali si rimanda ad appositi documenti del progetto idraulico dell'opera.

### 2.1 Cenni sulle formazioni rocciose attraversate dagli scavi in sotterraneo

Per la documentazione completa su queste rocce, si rimanda alla Relazione Geotecnica e alla documentazione di progetto relativa alla geologia e all'idrogeologia.

In estrema sintesi, procedendo dal Bacino di Monte Alto verso Campolattaro, si incontrano tre gruppi di rocce principali, che possono venire sinteticamente definite nel modo seguente:

1. i calcari massivi (che costituiscono l'ossatura di tutto il tratto di monte, bacino di M. Alto compreso);
2. un flysch marnoso-calcareo-argillitico (in passato denominato "argille varicolori", costituisce l'insieme di terreni individuati in profondità nei sondaggi, nelle zone intermedie del tracciato); nel seguito, per brevità, viene indicato come "flysch calcareo"
3. un flysch arenaceo-argilloso (il materiale individuato nel sondaggio S04 sulla circum-lacuale e che costituisce tutta la porzione di rocce attraversate dalle gallerie verso la diga di Campolattaro) nel seguito, per brevità, viene indicato come "flysch arenaceo".

### 2.2 Opera di presa di Monte Alto e scarico di fondo

L'opera consta di un ampio ribasso nel bacino di Monte Alto, con quota di fondo 863 m/slmm, il cui perimetro è in parte sostenuto da paratie di diaframmi e, nella zona dell'imbocco dell'opera di presa, viene a coincidere con il piede del versante del bacino stesso. Su questo lato si aprono le due gallerie di 140 m circa di sviluppo, rispettivamente di presa (diametro 5,50m) e di scarico di fondo (diametro 4,00m) sulla cui verticale è ubicata la camera paratoie; tale camera è costituita da una caverna di 35 x 10 x 15,5 m, alla cui sommità è collocato il carroponte, e nella quale si aprono i due pozzi per la movimentazione delle paratoie. La caverna è a sua volta accessibile da una breve galleria (50 m circa) a quota 904 m/slmm, avente sagoma interna utile 7,00 x 7,00m, e che si diparte dalla viabilità prevista a perimetro del lago. La galleria di accesso prosegue poi per ulteriori 35m per dare accesso al pozzo piezometrico di monte, ubicato sulla verticale della galleria di presa, e avente diametro 15,0m e altezza 40,0m. Per ulteriori dettagli si rimanda ai disegni.

Le opere strutturali constano pertanto di:

- diaframmi in calcestruzzo armato, da realizzare con l'impiego di idrofresa;
- gallerie in foro cieco (due idrauliche e una di accesso), in formazioni calcaree compatte, che verranno scavate a tutta sezione con l'impiego di fresa puntuale e sostenute in prima fase con betoncino proiettato e chiodi in acciaio B450C; le coperture sono inferiori a 80m
- una caverna per l'alloggiamento del sistema di movimentazione delle paratoie, in formazioni calcaree compatte, che verrà scavata e sostenuta in prima fase con modalità analoghe alle gallerie
- due pozzi per la movimentazione delle paratoie, da scavare con raise-borer (uno dei quali necessita un successivo allargamento); anche questi interesseranno formazioni calcaree compatte.
- un pozzo piezometrico, da scavare con raise-borer (poi allargato); anche questo interesserà formazioni calcaree compatte.
- opere di rivestimento definito dei cavi e portali di imbocco, in calcestruzzo semplice o armato (la galleria di presa è inoltre rivestita con virole di acciaio)
- opere di sistemazione superficiale, di collegamento col sistema di impermeabilizzazione del bacino e di raccordo con il drenaggio di fondo del bacino stesso.

### **2.3 Camera valvola a farfalla**

L'opera consta essenzialmente di una caverna di 17 x 45 x h18.8 m, destinata all'alloggiamento della valvola a farfalla di regolazione dell'impianto e del blocco di ancoraggio della condotta forzata.

Alla camera valvola adduce la galleria di presa diam. 5,50m, di sviluppo 1044 m, avente la stessa sezione del tratto a monte camera paratoie, e dalla stessa si diparte la condotta forzata propriamente detta, di diametro interno 4,80m.

Alla camera valvola si accede mediante una galleria sagoma interna utile 7,00 x 7,00m, il cui imbocco è collocato in località Monte Forgioso.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici del progetto.

La caverna, che avrà coperture inferiori a 100m, è prevista in formazioni calcaree compatte, che verranno scavate in fasi successive con l'impiego di fresa puntuale e sostenute in prima fase con betoncino proiettato e chiodi in acciaio B450C, e successivamente con un rivestimento in calcestruzzo semplice o armato.

### **2.4 Centrale in caverna e caverna trasformatori**

Il sistema di caverne è ubicato a quota 290 m/slmm circa e alloggerà le turbine e i trasformatori in due cavità separate, e fra loro collegate. Le dimensioni delle caverne sono:

- caverna centrale: 24 x 90 x h43 m
- caverna trasformatori 15 x 53 x h28 m

Alla caverna centrale adduce la condotta forzata e dalla stessa si diparte la galleria di restituzione, oltre alla galleria di collegamento alla caverna trasformatori.

Alla caverna centrale si accede mediante una galleria avente sagoma netta interna 6,40 x h5,75m, sormontata da una sopra luce ad arco destinata all'alloggiamento dei conduttori. L'imbocco di questa galleria è ubicato in località Ciarli, in un'area di cava abbandonata. L'imbocco ospita anche alcuni locali ad uso magazzino, spogliatoio, posto di primo soccorso e ufficio.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici del progetto.

Le caverne sono previste prevalentemente in formazioni calcaree fratturate, con intercalazioni di livelli argillosi (flysch calcareo) con coperture di circa 500m; verranno scavate per fasi successive con l'impiego di fresa puntuale o escavatore cingolato equipaggiato con martellone idraulico e sostenute in prima fase con betoncino proiettato e chiodi in acciaio B450C, e successivamente con tiranti attivi a barra, definitivi (protetti dalla corrosione), e con un rivestimento in calcestruzzo armato.

#### **2.4.1 Metodo di scavo delle caverne**

La sagoma di scavo delle caverne è dettata, oltre che dalle esigenze funzionali di alloggiamento della centrale, anche dalla necessità di garantire la stabilità del cavo sia nelle fasi esecutive degli scavi, che a lungo termine.

La realizzazione della caverna destinata ad ospitare la centrale è caratterizzata da due problematiche, che la rendono un'opera molto impegnativa:

- 1) la roccia (calcarei fratturati e flysch calcareo, con intercalati livelli argillitici), allo stato attuale delle conoscenze, è caratterizzata da buone proprietà di resistenza, ma da una certa deformabilità (moduli di elasticità che difficilmente giungono a 1 GPa)
- 2) lo stato di sforzo in sito è governato dalla notevole copertura, di circa 500m, che porta lo stato litostatico ad un ordine di grandezza di 10 MPa.

Se dunque da un lato è fondamentale la collaborazione della roccia attorno al cavo nel sostenere il carico litostatico, dall'altro questa può attivarsi solo a prezzo di un certo rilassamento il quale, a causa del modulo elastico non elevato, a sua volta comporta convergenze piuttosto elevate (decimetriche).

Si prevede quindi si procedere allo scavo della caverna, per campioni, fino alla quota 292, con la formazione di un rivestimento di 1° fase e il supporto sistematico della volta con chiodi passivi; la parte profonda verrà invece realizzata a pozzi, in modo da utilizzare i diaframmi di roccia fra pozzo e pozzo come elementi di contrasto delle spinte orizzontali. Il metodo proposto è il seguente.

Si prevede, in particolare, per la caverna centrale:

- 1) l'accesso alla quota di imposta della calotta mediante un cunicolo di servizio di dimensioni adeguate al passaggio dei mezzi di cantiere (fresa puntuale e mezzi di trasporto)
- 2) la formazione di una prima cavità, ubicata sotto il centro dell'arco di calotta, da prolungare progressivamente all'intera lunghezza della caverna e da allargare all'intero sviluppo ad arco ribassato della volta; ad ogni fase di allargamento seguirà immediatamente l'esecuzione di chiodature radiali e la formazione di betoncino proiettato fibrorinforzato sulla volta per la messa in sicurezza dell'area di lavoro
- 3) eventuale formazione di gallerie di piedritto ubicate a quota 290 circa, dalle quali eseguire i consolidamenti della base dell'arco di calotta e della parte mediana dei piedritti
- 4) progressivo abbassamento dello scavo, con esecuzione di chiodature radiali, posa di centine in acciaio e formazione di betoncino proiettato fibrorinforzato sulle pareti, fino al raggiungimento del piano centrale della caverna (q. 292), e raccordo con la galleria di accesso

La sagoma di scavo della volta inviluppa il volume utile della centrale, ma è caratterizzata da un arco di calotta meno ribassato e da piedritti allargati, allo scopo di alloggiare un rivestimento di seconda fase di grosso spessore e di deflettere le fortissime compressioni nella roccia lontano dalle pareti di scavo.

Si procederà quindi alla posa di membrana impermeabilizzante in PVC, e quindi alla formazione di un rivestimento definitivo in calcestruzzo armato classe C30/40, su tutta la volta, di spessore variabile da 100 cm (calotta) a 350 cm (piedritti), con formazione delle mensole carroponete

Per lo scavo della parte profonda della caverna, comprendente i pozzi per l'alloggiamento delle macchine, si prevede:

- 1) esecuzione di due anelli di diaframmi in c.a. di spessore 1,20m, scavati con idrofresa, in corrispondenza dei pozzi alloggiamento macchine; il diametro netto interno sarà 21,6 m; e l'interasse 31 m
- 2) formazione di un solettone in c.a. a quota 292 che incorpora le teste dei diaframmi
- 3) scavo dei pozzi e realizzazione delle strutture interne; nelle successive fasi di approfondimento, verranno già realizzate in parte gli impalcati in c.a., con funzione di contrasto delle paratie
- 4) scavi in allargo per cunicoli, ramali, gallerie di scarico, fosse ecc. a servizio dell'impianto, con chiodature e rivestimento di prima fase in betoncino proiettato, secondo esigenze statiche.
- 5) contestuale formazione dei rivestimenti di parete in calcestruzzo armato, previa posa dell'impermeabilizzazione.

In tutte le fasi di scavo verranno adottate opportune misure per ridurre le venute d'acqua, mediante gli accorgimenti descritti al par. 3.4 .

La caverna trasformatori verrà realizzata in modo analogo alle fasi sopra descritte.

## **2.5 Pozzo piezometrico**

Il pozzo avrà 30m di diametro ed un'altezza complessiva di 70m, e si svilupperà fra le quote 332.80 e 402.80m/slmm. E' ubicato sulla verticale della condotta di restituzione, nel tratto immediatamente a valle della centrale.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici del progetto.

Il pozzo è previsto in parte in formazioni calcaree fratturate, con intercalazioni di livelli argillitici (flysch calcareo); la sequenza costruttiva prevede:

- la realizzazione di una galleria di accesso alla sommità del pozzo stesso, ricavata per derivazione dalla galleria di accesso alla centrale; questa galleria (rivestita solo con betoncino proiettato e chiodi passivi, salvo tratti particolarmente fratturati) avrà sagoma netta interna 7,00 x 7,00m
- scavo di un pozzo di piccolo diametro (indicativamente, 2,5 – 3m) con la tecnica del raise borer
- allargamento del pozzo per fasi successive con l'impiego di fresa puntuale o escavatore e scarico del marino dal primo pozzo;
- le pareti del pozzo saranno sostenute in prima fase con betoncino proiettato e chiodi in acciaio B450C, e successivamente con un rivestimento in calcestruzzo semplice o armato.

## **2.6 Opera di presa di Campolattaro**

La zona prossima al Bacino di Campolattaro è caratterizzata da formazioni marnoso – argillose di qualità assai inferiore a quella della parte alta dell'impianto. In questa zona pertanto l'opera di presa è stata concepita in modo completamente diverso.

La presa propriamente detta verrà eseguita realizzando nel versante uno scavo fra diaframmi in c.a. da realizzarsi con l'impiego di idrofresa, che si sviluppa per tutto il tratto in bassissime coperture della galleria (dal punto in cui il piano campagna scende sotto quota 360 m/slmm fino al calice terminale della galleria, per il quale la quota fondo scavo prevista è 334.5 m/slmm).

L'idrofresa permette l'avanzamento anche in terreni rocciosi ed utilizza per l'asportazione dei materiali di scavo mediante circolazione rovescia di fanghi bentonitici in circuito chiuso.

I fanghi bentonitici aspirati vengono ripuliti mediante vibrovagli, che separano il materiale detritico grossolano, e dissabbiatori (cicloni) per la separazione della parte fine, e riutilizzati.

L'idrofresa permette quindi di operare in spazi ristretti nel completo rispetto dell'ambiente.

A fine scavo il risultato è un "mucchio" di materiale di scavo ben asciutto separato in ghiaia e sabbia, mentre il fango rimanente nei vasconi a fine lavori viene asportato con autospurghi e portato a discarica controllata.

Le paratie formeranno un rettangolo chiuso dal lato monte con la paratia di attacco della galleria in foro cieco, dai lati con paratie digradanti con la quota del versante, e dal lato valle da un diaframma di testa; su questi ultimi verrà impostato un muro in c.a. atto a contenere la spinta dell'acqua nell'ipotesi che l'invaso possa giungere a quota 353 m/slmm (quota di regolazione 351 m/slmm). La stabilità dei diaframmi verrà garantita oltre che dall'immorsamento al piede e da tiranti, da un sistema di puntonature.

Poco a valle della viabilità Circumlacuale, a quota 407 m/slmm, sulla verticale della galleria di restituzione, viene realizzato il pozzo paratoie, realizzato anch'esso mediante diaframmi in calcestruzzo armato.

Dato il notevole sviluppo verticale di quest'opera (oltre 70 m), si prevede di eseguire il pozzo con lo schema seguente:

- esecuzione di un primo pozzo, a partire dal piano campagna, di diametro 15.8m, mediante l'infissione di diaframmi in c.a. di grosso spessore, sempre eseguiti con idrofresa
- scavo del pozzo fino a quota 359 m/slmm,
- esecuzione del pozzo propriamente detto mediante la realizzazione di un secondo anello di diaframmi, di diametro utile interno 10,3m, operando dal fondo del primo.

Alla base del pozzo potranno staccarsi due fronti di scavo della galleria di restituzione, indirizzati rispettivamente verso la centrale e verso l'opera di presa.

## **2.7 Gallerie idrauliche**

### **2.7.1 Galleria di presa fino alla camera valvole**

Ha uno sviluppo complessivo di 130 m dall'imbocco alla camera paratoie, con andamento suborizzontale e di ulteriori 1044 dalla camera paratoie alla camera valvole, suborizzontale tranne con un tratto in forte

pendenza (100%, svil. 153m); ha diametro netto interno 5500 mm ed è rivestita in calcestruzzo con spessore 60 cm e virola di acciaio. Poiché è prevista in formazioni calcaree compatte, nonostante le notevoli coperture (fino a 160m), la metodologia esecutiva proposta è la seguente:

- scavo di una galleria con sagoma a ferro di cavallo e fondo piano, mediante l'impiego di fresa puntuale e sfondi fino a 8m
- esecuzione di rivestimento di 1° fase in betoncino proiettato fibrorinforzato
- esecuzione di chiodature radiali mediante chiodi B450C cementati su tutta la lunghezza nei tratti più fratturati o laddove si identifichino zone di potenziale instabilità dei blocchi in calotta.
- posizionamento delle virole in acciaio di rivestimento della condotta
- getto di intasamento in calcestruzzo semplice
- esecuzione di iniezioni di intasamento della serraglia in calotta.

### **2.7.2 Galleria di scarico di fondo**

E' analoga alla precedente, ma ha diametro netto interno inferiore. Si sviluppa per 130m dall'imbocco alla camera paratoie, e per ulteriori 1365m dalla camera paratoie allo sbocco nell'alveo del Rio Secco, con pendenza 8%.

Nel tratto iniziale, inoltre, all'interno della sagoma di scavo trova alloggiamento il tubo di scarico del drenaggio di fondo del bacino di Monte Alto; tale drenaggio viene a scaricarsi all'interno della galleria stessa a valle della paratoia.

Poiché è prevista in formazioni calcaree compatte, e le coperture sono modeste (< 100m), la metodologia esecutiva proposta è la seguente:

- scavo di una galleria con sagoma a ferro di cavallo e fondo piano, mediante l'impiego di fresa puntuale e sfondi fino a 8m
- esecuzione di rivestimento di 1° fase in betoncino proiettato fibrorinforzato
- esecuzione di chiodature radiali mediante chiodi B450C cementati su tutta la lunghezza nei tratti più fratturati o laddove si identifichino zone di potenziale instabilità dei blocchi in calotta.
- posizionamento del tubo di drenaggio in arco rovescio e getto del solettone di fondo che lo ingloba
- nei tratti dove il tubo di drenaggio non è in arco rovescio, ma si trova a una quota più alta, verrà eseguito uno scavo nel piedritto di galleria per l'alloggiamento del tubo stesso, scavo che verrà successivamente riempito in calcestruzzo semplice. In questa operazione occorrerà particolare attenzione alla presenza di blocchi instabili in calotta, i quali verranno opportunamente ancorati o rimossi riprofilando localmente la sezione.
- nei tratti dove le preoprietà meccaniche della roccia lo richiedono, si procederà infine all'esecuzione di un rivestimento di seconda fase, secondo lo schema seguente:
  - o posizionamento del cassero di calotta
  - o getto del rivestimento in calcestruzzo semplice
  - o esecuzione di iniezioni di intasamento della serraglia in calotta.

### **2.7.3 Condotta forzata**

La condotta forzata ha diametro interno netto 4,80m e uno sviluppo di 741 m dalla camera valvole alla centrale in caverna.

Per il primo tratto, con andamento verticale, è prevista l'esecuzione di un pozzo di 412 m, mediante tecnologia raise-borer avente diametro di scavo 6,12m, partendo dalla camera valvole.

All'interno del pozzo vengono quindi posizionate le virole e lo spazio anulare circostante viene intasato con calcestruzzo semplice.

Il successivo tratto suborizzontale dalla base del pozzo alla caverna centrale, di 329m di sviluppo, è previsto in flysch calcareo, con coperture superiori a 550m, e avrà inclinazione 5%. Verrà scavato con fresa puntuale, secondo lo schema seguente:

- scavo a tutta sezione con sagoma a ferro di cavallo, per sfondi di 1,5 – 4,5m, secondo le caratteristiche della roccia e i riscontri del sistema di monitoraggio dei tratti precedentemente scavati (convergenze) e dell'ispezione del fronte
- sagomatura concava del fronte di scavo
- esecuzione di rivestimento in betoncino proiettato fibrorinforzato sulle pareti e sul fronte di scavo
- esecuzione di sostegno di prima fase mediante bullonature radiali con chiodi passivi B450C cementati sull'intera lunghezza
- eventuale impiego di centine costituite da doppio IPN180 a passo 1 – 1,5 m nei tratti molto fratturati
- posizionamento delle virole in acciaio di rivestimento della condotta
- getto di inghisaggio in calcestruzzo
- verifica della omogeneità dell'inghisaggio mediante "martellamento" della lamiera dall'interno della condotta

#### **2.7.4 Galleria di restituzione**

Ha diametro netto interno 6,00m e si sviluppa per 5970 m dalla caverna centrale fino all'opera di presa di Campolattaro, con coperture variabili fino a oltre 500m.

Le formazioni attraversate vanno dai calcari compatti, ai flysch calcareo e arenaceo, questi ultimi di mediocri proprietà meccaniche.

Per la tecnologia di scavo, che prevede comunque l'abbattimento con fresa puntuale, si distinguono tre diverse sezioni tipo, in funzione della qualità della formazione attraversata:

- A. sezione in Classe A, in calcari compatti con fronte di scavo stabile a lungo termine. Si prevede:
  - scavo a tutta sezione con sagoma a ferro di cavallo e fondo piano, mediante l'impiego di fresa puntuale e sfondi fino a 8m
  - esecuzione di rivestimento di 1° fase in betoncino proiettato fibrorinforzato
  - esecuzione di chiodature radiali mediante chiodi B450C cementati su tutta la lunghezza nei tratti fratturati o laddove si identifichino zone di potenziale instabilità dei blocchi in crollata.
- B. sezione in Classe B, in formazioni flyschoidi fratturate, con fronte di scavo stabile a breve termine. Si prevede:
  - scavo a tutta sezione con sagoma a ferro di cavallo, per sfondi di 1,5 – 4,5m, secondo le caratteristiche della roccia e i riscontri del sistema di monitoraggio dei tratti precedentemente scavati (convergenze) e dell'ispezione del fronte
  - sagomatura concava del fronte di scavo
  - esecuzione di rivestimento in betoncino proiettato fibrorinforzato sulle pareti e sul fronte di scavo
  - esecuzione di sostegno di prima fase mediante bullonature radiali con chiodi passivi B450C cementati sull'intera lunghezza
  - eventuale impiego di centine costituite da doppio IPN180 a passo 1 – 1,5 m nei tratti molto fratturati
- C. sezione in Classe C, in flysch calcareo o arenaceo con GSI < 25 con fronte di scavo instabile. Si prevede:

- interventi di presostegno in calotta, mediante infilaggi in tubi di acciaio suborizzontali, cementati sull'intera lunghezza, spazati circa 40cm L=14m sovrapposizione minima 6,00m
- interventi di presostegno in arco rovescio, mediante infilaggi in tubi di acciaio suborizzontali, cementati sull'intera lunghezza, spazati circa 80cm L=18m di cui 6m a vuoto, sovrapposizione minima 4,00m
- interventi di consolidamento del fronte, mediante elementi VTR cementati sull'intera lunghezza, L=15m sovrapposizione minima 8m
- scavo a tutta sezione con sagoma a ferro di cavallo, per sfondi di 1m (+/- 20%), secondo le caratteristiche della roccia e i riscontri del sistema di monitoraggio dei tratti precedentemente scavati (convergenze) e dell'ispezione del fronte
- sagomatura concava del fronte di scavo
- impiego di centine costituite da doppio IPN180 a passo 1 m +/- 20%
- esecuzione di rivestimento in betoncino proiettato fibrorinforzato sulle pareti e sul fronte di scavo

Ottenuta la completa stabilizzazione del cavo, si procederà alla formazione del rivestimento definitivo mediante:

- eventuale messa in opera di armature
- posizionamento del cassero full-round
- getto del calcestruzzo
- esecuzione delle iniezioni di intasamento e impermeabilizzazione attraverso fori da eseguire nel rivestimento e successivamente ripristinare. Tali iniezioni dovranno riguardare in particolare:

N°	Descrizione	Lunghezza (m)	Passo (m)	Note
1	iniezioni rigolo drenaggio acque di galleria: n° 1 fori in corrispondenza del drenaggio di galleria	0,70	50,00	iniezione a tergo del rivestimento di 2° fase, a bassa pressione miscela acqua / cemento 50/50
2	iniezioni serraglia calotta: n°1 fori in calotta	0,60	50,00	iniezione a tergo del rivestimento di 2° fase a bassa pressione miscela acqua / cemento 50/50
3	iniezioni di consolidamento: N° 8-9 fori radiali equispaziati su 360°	2,00	3,00	miscela a base di leganti idraulici pozzolanici microfini
4	iniezioni di ricompressione N° 7-8 fori radiali equispaziati su 360°, a raggiere alternate alle (3)	4,00	3,00	miscela a base di leganti idraulici pozzolanici microfini

## 2.8 Gallerie di accesso e imbocchi

### 2.8.1 Galleria di accesso al pozzo paratoie di Monte Alto e relativo imbocco

La galleria, che si sviluppa per circa 50 m, a quota 904,00, è prevista in formazioni calcaree compatte, e le coperture sono modeste (<30m); inoltre questa galleria è utile solo nelle fasi di costruzione dell'impianto, nelle quali dovranno transitare attraverso di essa le paratoie della galleria di presa e della galleria di scarico di fondo, e solo in casi eccezionali durante la vita dell'impianto.

Durante le fasi costruttive, quindi, la galleria ha sagoma utile netta interna 7,00 x 7,00m ed è rivestita con solo betoncino proiettato; il rivestimento di seconda fase, in calcestruzzo semplice di spessore 60 cm verrà eventualmente realizzato solo al termine delle fasi costruttive, e nei tratti di roccia più fratturata, allo scopo di conferire durezza alla galleria, la cui funzione sarà solo di accesso e ispezione alla camera paratoie.

La metodologia esecutiva proposta è la seguente:

- scavo di una galleria con sagoma a ferro di cavallo e fondo piano, mediante l'impiego di fresa puntuale e sfondi fino a 8m
- esecuzione di rivestimento di 1° fase in betoncino proiettato fibrorinforzato
- esecuzione di chiodature radiali mediante chiodi B450C cementati su tutta la lunghezza nei tratti più fratturati o laddove si identifichino zone di potenziale instabilità dei blocchi in calotta.

Dopo il completamento dell'impianto, si procederà quindi alla formazione del rivestimento di seconda fase nei tratti di roccia meno compatta:

- getto del solettone di fondo in calcestruzzo semplice o armato
- posizionamento del cassero di calotta
- getto del rivestimento in calcestruzzo semplice
- esecuzione di iniezioni di intasamento della serraglia in calotta.

L'imbocco della galleria di accesso alla camera paratoie verrà realizzato incidendo il versante in modo da formare una scarpata subverticale di altezza sufficiente a garantire la necessaria copertura all'imbocco galleria, e da formare un'area di cantiere di dimensioni adeguate, alla quale si accederà dalla viabilità spondale del bacino; le scarpate laterali saranno subverticali, interrotte da berme ogni 5m di altezza.

Terminate le operazioni di scavo della galleria, si procederà alla sistemazione dell'area formando i muri di sostegno delle scarpate di imbocco, a tergo dei quali verrà realizzato idoneo riporto in terra, con la ricostituzione della coltre vegetale superficiale.

I muri d'ala e il muro frontale dell'imbocco saranno rivestiti in pietrame, e raccordati con i rivestimenti in pietrame di sostegno delle scarpate della viabilità.

L'imbocco sarà dotato di idonea chiusura mediante cancello in acciaio.

### 2.8.2 Opere di imbocco della galleria di presa e dello scarico di fondo di Monte Alto

Le opere di imbocco delle due gallerie verranno realizzate incidendo il versante in calcari con scarpate molto ripide (5:1), interrotte da berme ogni 5m, e placcate con calcestruzzo proiettato fibrorinforzato e chiodi in acciaio cementati su tutta la lunghezza.

Dopo l'esecuzione delle gallerie, si completerà l'opera realizzando il portale di imbocco in c.a. di sagoma idonea alla funzione idraulica; tale portale sarà dotato di un anello di profili water-stop o similari per l'aggancio dell'impermeabilizzazione del bacino. Il versante verrà riprofilato con l'apporto di materiale di pezzatura varia, in modo da formare una scarpata stabile e con superficie adeguata alla posa dell'impermeabilizzazione

### **2.8.3 Galleria di accesso alla camera valvole e relativo imbocco**

La galleria si sviluppa per 850 m dall'imbocco in località Monte Forgioso, a quota 767,00 alla camera valvole; è prevista in formazioni calcaree compatte, e le coperture non superano gli 80m.

La galleria ha sagoma utile netta interna 7,00 x 7,00m ed è rivestita con solo betoncino proiettato e, nei tratti meno compatti, con un rivestimento di seconda fase, in calcestruzzo semplice di spessore 60 cm.

La metodologia esecutiva proposta è la seguente:

- scavo di una galleria con sagoma a ferro di cavallo e fondo piano, mediante l'impiego di fresa puntuale e sfondi fino a 8m
- esecuzione di rivestimento di 1° fase in betoncino proiettato fibrorinforzato
- esecuzione di chiodature radiali mediante chiodi B450C cementati su tutta la lunghezza nei tratti più fratturati o laddove si identifichino zone di potenziale instabilità dei blocchi in calotta.
- getto del solettone di fondo in calcestruzzo semplice o armato
- posizionamento del cassero di calotta
- getto del rivestimento in calcestruzzo semplice nei tratti di roccia meno compatta

miscele a base di leganti idraulici pozzolanici microfini L'imbocco della galleria di accesso alla camera valvole verrà realizzato incidendo il versante in modo da formare una scarpata subverticale di altezza sufficiente a garantire la necessaria copertura all'imbocco galleria, e da formare un'area di cantiere di dimensioni adeguate (30 x 50m), alla quale si accederà dalla viabilità di accesso alla zona di Monte Forgioso; le scarpate laterali saranno subverticali, interrotte da berme ogni 5m di altezza.

Terminate le operazioni di scavo della galleria, si procederà alla sistemazione dell'area formando i muri di sostegno delle scarpate di imbocco, a tergo dei quali verrà realizzato idoneo riporto in terra, con la ricostituzione della coltre vegetale superficiale.

I muri d'ala e il muro frontale dell'imbocco saranno rivestiti in pietrame autoctono.

L'imbocco sarà dotato di idonea chiusura mediante cancello in acciaio.

### **2.8.4 Galleria di accesso alla centrale e relativo imbocco**

Ha una sagoma netta interna di 6,40 x h5,75, sormontata da una sopra luce ad arco destinata all'alloggiamento dei conduttori.

Si sviluppa per 3800 m dall'imbocco, ubicato in Cava Ciarli a quota 546,75, alla caverna centrale, con coperture variabili fino a oltre 500m.

Le formazioni attraversate vanno dai calcari compatti nel tratto più superficiale, ai flysch calcareo, nel tratto prossimo alla caverna centrale, di mediocri proprietà meccaniche.

Per la tecnologia di scavo, che prevede comunque l'abbattimento con fresa puntuale, si distinguono tre diverse sezioni tipo, in funzione della qualità della formazione attraversata:

- D. sezione in Classe A, in calcari compatti con fronte di scavo stabile a lungo termine. Si prevede:
- scavo a tutta sezione con sagoma a ferro di cavallo e fondo piano, mediante l'impiego di fresa puntuale e sfondi fino a 8m
  - esecuzione di rivestimento di 1° fase in betoncino proiettato fibrorinforzato
  - esecuzione di chiodature radiali mediante chiodi B450C cementati su tutta la lunghezza nei tratti fratturati o laddove si identifichino zone di potenziale instabilità dei blocchi in calotta.
- E. sezione in Classe B, in formazioni flyschoidi fratturate, con fronte di scavo stabile a breve termine. Si prevede:

- scavo a tutta sezione con sagoma a ferro di cavallo, per sfondi di 1,5 – 4,5m, secondo le caratteristiche della roccia e i riscontri del sistema di monitoraggio dei tratti precedentemente scavati (convergenze) e dell'ispezione del fronte
  - sagomatura concava del fronte di scavo
  - esecuzione di rivestimento in betoncino proiettato fibrorinforzato sulle pareti e sul fronte di scavo
  - esecuzione di sostegno di prima fase mediante bullonature radiali con chiodi passivi B450C cementati sull'intera lunghezza
  - eventuale impiego di centine costituite da doppio IPN180 a passo 1 – 1,5 m nei tratti molto fratturati
- F. sezione in Classe C, in flysch calcareo o arenaceo con GSI < 25 con fronte di scavo instabile. Si prevede:
- interventi di presostegno in calotta, mediante infilaggi in tubi di acciaio suborizzontali, cementati sull'intera lunghezza, spazati circa 40cm L=14m sovrapposizione minima 6,00m
  - interventi di presostegno in arco rovescio, mediante infilaggi in tubi di acciaio suborizzontali, cementati sull'intera lunghezza, spazati circa 80cm L=18m di cui 6m a vuoto, sovrapposizione minima 4,00m
  - interventi di consolidamento del fronte, mediante elementi VTR cementati sull'intera lunghezza, L=15m sovrapposizione minima 8m
  - scavo a tutta sezione con sagoma a ferro di cavallo, per sfondi di 1m (+/- 20%), secondo le caratteristiche della roccia e i riscontri del sistema di monitoraggio dei tratti precedentemente scavati (convergenze) e dell'ispezione del fronte
  - sagomatura concava del fronte di scavo
  - impiego di centine costituite da doppio IPN180 a passo 1 m +/- 20%, che, nei tratti di maggiore copertura, verranno sostituite con doppie HEB 220
  - esecuzione di rivestimento in betoncino proiettato fibrorinforzato sulle pareti e sul fronte di scavo

L'imbocco è previsto incidendo il versante con scarpate ripide (pend 5:1), placcate con betoncino proiettato e bulloni passivi; le scarpate sono interrotte da berme ogni 5 m.

La sistemazione definitiva prevede la formazione di un portale con muri d'ala in c.a. rivestito in pietra autoctona. A tergo, previa formazione di un opportuno drenaggio, verrà riportato materiale arido e verrà ricostituita la coltre vegetale. Un piccolo edificio destinato ad alloggiare i servizi (infermeria, magazzino, uffici) verrà realizzato al di sopra e ai lati del portale e adeguatamente inserito nell'ambiente.

### **2.8.5 Galleria di finestra di accesso intermedio alla galleria di restituzione e relativo imbocco**

Ha una sagoma netta interna di 7,00 x h7,00 m. Si sviluppa per 1000 m dall'imbocco, ubicato lungo una strada derivata dalla viabilità circum-lacuale (Vs4) a quota 387, ad un punto intermedio della galleria di restituzione, con coperture variabili fino a circa 350m.

Le formazioni attraversate appartengono al gruppo del flysch arenaceo, di mediocri proprietà meccaniche.

Per la tecnologia di scavo, che prevede comunque l'abbattimento con fresa puntuale, si distinguono tre diverse sezioni tipo, in funzione della qualità della formazione attraversata:

- G. sezione in Classe A, in calcari compatti con fronte di scavo stabile a lungo termine. Si prevede:
- scavo a tutta sezione con sagoma a ferro di cavallo e fondo piano, mediante l'impiego di fresa puntuale e sfondi fino a 8m
  - esecuzione di rivestimento di 1° fase in betoncino proiettato fibrorinforzato

- esecuzione di chiodature radiali mediante chiodi B450C cementati su tutta la lunghezza nei tratti fratturati o laddove si identifichino zone di potenziale instabilità dei blocchi in calotta.
- H. sezione in Classe B, in formazioni flyschoidi fratturate, con fronte di scavo stabile a breve termine. Si prevede:
- scavo a tutta sezione con sagoma a ferro di cavallo, per sfondi di 1,5 – 4,5m, secondo le caratteristiche della roccia e i riscontri del sistema di monitoraggio dei tratti precedentemente scavati (convergenze) e dell'ispezione del fronte
  - sagomatura concava del fronte di scavo
  - esecuzione di rivestimento in betoncino proiettato fibrorinforzato sulle pareti e sul fronte di scavo
  - esecuzione di sostegno di prima fase mediante bullonature radiali con chiodi passivi B450C cementati sull'intera lunghezza
  - eventuale impiego di centine costituite da doppio IPN180 a passo 1 – 1,5 m nei tratti molto fratturati
- I. sezione in Classe C, in flysch calcareo o arenaceo con GSI < 25 con fronte di scavo instabile. Si prevede:
- interventi di presostegno in calotta, mediante infilaggi in tubi di acciaio suborizzontali, cementati sull'intera lunghezza, spazati circa 40cm L=14m sovrapposizione minima 6,00m
  - interventi di presostegno in arco rovescio, mediante infilaggi in tubi di acciaio suborizzontali, cementati sull'intera lunghezza, spazati circa 80cm L=18m di cui 6m a vuoto, sovrapposizione minima 4,00m
  - interventi di consolidamento del fronte, mediante elementi VTR cementati sull'intera lunghezza, L=15m sovrapposizione minima 8m
  - scavo a tutta sezione con sagoma a ferro di cavallo, per sfondi di 1m (+/- 20%), secondo le caratteristiche della roccia e i riscontri del sistema di monitoraggio dei tratti precedentemente scavati (convergenze) e dell'ispezione del fronte
  - sagomatura concava del fronte di scavo
  - impiego di centine costituite da doppio IPN180 a passo 1 m +/- 20%
  - esecuzione di rivestimento in betoncino proiettato fibrorinforzato sulle pareti e sul fronte di scavo

L'imbocco è previsto fra paratie in c.a. tirantate (da eseguire con idrofresa), su 3 lati (monte e laterali), con modalità analoghe a quanto previsto per l'opera di presa di Campolattaro.

## **2.9 Interventi specifici per il contrasto di venute d'acqua per le opere in foro cieco**

In base a quanto emerge dagli studi idrogeologici condotti, nelle principali formazioni attraversate potranno verificarsi le seguenti situazioni:

- nelle formazioni calcaree della parte alta del tracciato (condotta forzata a valle della camera valvole), possibili venute d'acqua in pressione anche apprezzabili, attraverso i sistemi di fratture
- nel flysch calcareo della parte intermedia del tracciato, a grande profondità (caverna e zone adiacenti), presenza d'acqua anche a pressioni significative, ma con portate modeste e stillicidi nei sistemi di fratture

- nel flysch arenaceo della parte inferiore del tracciato, assenza di venute d'acqua apprezzabili a causa dell'elevata impermeabilità

In caso di consistenti venute d'acqua, in fase di scavo dei manufatti sotterranei, si procederà ad eseguire operazioni di impermeabilizzazione, secondo la metodologia seguente.

### **2.9.1 Ammassi lapidei molto e finemente fratturati**

La metodologia di intervento prevista è la seguente:

- interventi di presostegno in calotta e piedritti, mediante infilaggi in tubi VTR 80/60 o in acciaio, suborizzontali, cementati sull'intera lunghezza, spazati circa 40cm L=14m sovrapposizione minima 6,00m, valvolati con valvole ogni 0,50m
- interventi di presostegno in arco rovescio, in modo analogo alla calotta
- interventi di consolidamento del fronte, mediante tubi VTR 80/60 cementati sull'intera lunghezza, L=16m sovrapposizione minima 8m, valvolati con valvole ogni 0,50m
- le perforazioni di cui ai punti precedenti verranno iniettate in due fasi, come segue:
  - a) iniezioni ripetute e selettive di miscela cementizia con rapporto A/C da 05,1/1 a 1/1 attraverso le apposite valvole partendo da fondo foro, fino a boccaforo e lavando l'interno dei tubi per le successive fasi di iniezione. Le pressioni e i volumi di iniezione verranno stabiliti dall'analisi geomeccanica – idrogeologica dell'ammasso da consolidare e impermeabilizzare
  - b) al fine di assicurare una adeguata impermeabilità, dopo aver ottenuto la drastica riduzione degli assorbimenti, mediante le iniezioni di cui al punto precedente, si procederà ad immettere nelle valvole predisposte una miscela monocomponente di poliuretano espanso atossico e non inquinante (v. par. 3.2.7 ) fino al raggiungimento della pressione di rifiuto
- scavo a tutta sezione con sagoma a ferro di cavallo, per sfondi di 1m (+/- 20%), secondo le caratteristiche della roccia e i riscontri del sistema di monitoraggio dei tratti precedentemente scavati (convergenze) e dell'ispezione del fronte; il procedimento viene ripetuto ciclicamente per campi di avanzamento di 8 m.

### **2.9.2 Ammassi pseudo-lapidei molto tettonizzati e non iniettabili per impregnazione**

La metodologia di intervento prevista è la seguente:

- interventi di perforazioni in calotta e piedritti, attrezzate con sonde congelatrici metalliche, spaziate circa 40cm L=14m sovrapposizione minima 6,00m,
- interventi in arco rovescio, in modo analogo alla calotta
- interventi di perforazioni nel fronte, sempre attrezzate con sonde congelatrici, L=16m sovrapposizione minima 8m, valvolati con valvole ogni 0,50m
- esecuzione al contorno di scavo di perforazioni attrezzate con termocoppie per la verifica del grado e della durata del congelamento
- raccordate fra loro tutte le sonde congelatrici, si farà circolare all'interno una soluzione satura di cloruro di calcio (salamoia) e mediante la lettura delle termocoppie si stabilirà il tempo dell'intervento.
- scavo a tutta sezione con sagoma a ferro di cavallo, per sfondi di 1m (+/- 20%), secondo le caratteristiche della roccia e i riscontri del sistema di monitoraggio dei tratti precedentemente scavati (convergenze) e dell'ispezione del fronte; il procedimento viene ripetuto ciclicamente per campi di avanzamento di 8 m. Al termine di ogni campo, si procederà alla formazione del rivestimento definitivo in calcestruzzo prima della perdita di efficacia del sistema di congelamento.

## **2.10 Monitoraggi in avanzamento**

### **2.10.1 Gallerie**

Tutte le sezioni di scavo in foro cieco saranno adeguatamente monitorate.

Lo scopo del monitoraggio in corso d'opera è di fornire indicazioni utili per la definizione dell'entità degli interventi di presostegno, la profondità dei campi di avanzamento, il passaggio da una classe di scavo ad un'altra.

I monitoraggi previsti sono i seguenti:

- misure di convergenza in sezioni trasversali, da eseguire in tutte le sezioni e per tutte le classi di scavo, indicativamente ogni 50m di galleria e in corrispondenza delle sezioni significative delle caverne e dei cameroni
- rilievo del fronte, da eseguire ad ogni campo di avanzamento e da riportare su idonea modulistica; il rilievo dovrà indicare in particolare l'indice GSI dell'ammasso.
- sondaggi orizzontali eseguiti dal fronte, di lunghezza pari almeno a 3 – 4 campi di avanzamento, da eseguirsi nei tratti di attraversamento dei passaggi di litotipo, faglie e tratti fortemente tettonizzati
- estrusometri multibase L = 30 – 35 m in caso di attraversamento di ammassi con proprietà meccaniche molto scadenti ed elevata deformabilità (classe di scavo C).

### **2.10.2 Caverne e cameroni**

Nelle fasi di scavo della caverna centrale è prevista l'installazione di un sistema di monitoraggio avente lo scopo di tenere sotto controllo lo stato tensionale e deformativo dell'insieme roccia - supporto di prima fase. Tale caverna, assieme alla caverna trasformatori, costituisce il sistema di cavità di più complessa realizzazione, sia a causa delle notevoli dimensioni, che delle elevate coperture, che infine delle proprietà della roccia che in quest'area sono piuttosto disuniformi.

Nel seguito si descrive il sistema previsto per la caverna centrale; le altre cavità avranno interventi analoghi, graduati nell'estensione e nella frequenza delle letture in funzione della criticità attesa dello scavo.

Il sistema di monitoraggio della caverna centrale, dunque, prevede la strumentazione di una sezione trasversale della caverna ogni 20 m di sviluppo longitudinale, con l'installazione di:

1. Celle di carico sulle teste dei bulloni della calotta e dei piedritti (5 celle per sezione)
2. Estensimetri multibase, da installare in mezzeria ai bulloni, con basi a 6, 12, 18 e 24m (3 per sezione)
3. Mire ottiche e stazioni di misura della convergenza, con almeno 7 punti per ciascuna sezione;
4. Estrusometri multibase negli eventuali livelli argillosi.

Eventuali altri strumenti (ad es., fessurimetri su giunti della roccia) verranno installati in condizioni particolari, sulla base dei risultati via via raccolti.

Verrà poi effettuato il rilievo speditivo del fronte e delle superfici di scavo, ad ogni fase di avanzamento, con valutazione dei principali parametri geomeccanici dell'ammasso, sostituito dal rilievo analitico in condizioni di particolare complessità.

Per lo scavo dei pozzi sotto quota 292 si prevede l'esecuzione di misure di convergenza indicativamente ogni 7-8m di approfondimento dello scavo.

Gli strumenti verranno installati a mano a mano che lo scavo procede, con contestuale lettura di zero.

Le letture si seguiranno indicativamente con cadenza giornaliera nelle fasi di scavo e settimanale nei periodi nei quali sono attese lavorazioni poco impattanti (ad es., getti).

Per evitare interferenze con le lavorazioni, tutti gli strumenti, escluse le mire ottiche, saranno dotati di sistemi di lettura elettronici wireless, collegati ad un'unica centralina.

I report delle letture saranno immediatamente resi disponibili in formato elettronico alla DL per eventuali azioni correttive del procedimento.

### **2.10.3 Opere all'aperto**

Nelle aree di imbocco dei manufatti si prevede di eseguire i seguenti monitoraggi:

- verifica periodica degli spostamenti delle scarpate di imbocco e delle paratie di contenimento scavi con misure ottiche di alta precisione
- celle di carico su alcuni tiranti per le paratie multiancorate più importanti
- misure di convergenza nel pozzo paratoie di Campolattaro.

### **3. Materiali strutturali**

#### **3.1 Opere in calcestruzzo semplice e armato**

##### **3.1.1 Calcestruzzo magro uni en 206-1**

- classe di resistenza C12/15

##### **3.1.2 Calcestruzzo per opere strutturali uni en 206-1**

- classe di resistenza C25/30
- classe di lavorabilità S4
- classe di esposizione XC2
- diam. max inerti 25 mm

##### **3.1.3 Calcestruzzo proiettato**

- destinazione d'uso UNI 10834: temporaneo strutturale (TS)
- resistenza caratteristica a 28 gg. valutata su carote cilindriche UNI 10834 CP25 (classe C20/25,  $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$ )
- resistenza media su carote  $h/\phi = 1$  a  $48 \text{ h} > 13 \text{ N/mm}^2$
- contenuto minimo di cemento  $300 \text{ kg/m}^3$

##### **3.1.4 Acciaio per armature in barre e reti elettrosaldate**

- B450C avente le seguenti caratteristiche:
  - o tensione caratteristica a rottura  $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
  - o tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
  - o rapporto  $f_y / f_{yk} \geq 1,35$  e rapporto  $(f_t / f_{ynom}) k \leq 1,25$
  - o Allungamento  $\geq 7,5\%$

#### **3.2 Opere di presostegno**

##### **3.2.1 Chiodi in acciaio per ancoraggi passivi**

- chiodi in acciaio tondo B450C
- bulloni SuperSwelllex Mn 24 o equivalenti

##### **3.2.2 Acciaio per tiranti attivi a trefoli**

- Acciaio armonico stabilizzato per trefoli da 1/2" con le seguenti caratteristiche:
  - o Area sez. nominale singolo trefolo  $\geq 139 \text{ mm}^2$
  - o Limite elastico allo 0,1% di allungamento residuo  $f_p(0,1) > 1580 \text{ MPa}$
  - o Tensione caratteristica allo 1% di allungamento  $f_{ptk}(1) > 1670 \text{ MPa}$
  - o Tensione caratteristica di rottura  $f_{ptk} > 1860 \text{ MPa}$

##### **3.2.3 Acciaio per tiranti in barre**

- Barre in acciaio tipo Dywidag 950/1050 con le seguenti caratteristiche
  - o  $f_{yk} \geq 950 \text{ MPa}$

- $f_{tk} \geq 1050 \text{ MPa}$

### **3.2.4 Malta reoplastica cementizia per iniezione tiranti**

- cemento classe 42,5
- additivo fluidificante antiritiro tipo FLOWCABLE o equivalente
- rapporto a/c <0,40 (vedere indicazioni produttore additivo)
- resistenza a compressione
  - a 48 h > 5 MPa
  - a 3 gg > 25 MPa
  - a 3 gg > 25 MPa
  - a 7 gg > 35 MPa
  - a 28 gg > 50 MPa
- densità di massa > 1850 kg/mc

### **3.2.5 Acciaio per carpenterie metalliche**

- centine, travi di ripartizione, tubi per micropali e infilaggi, profili, piastre e lamiere:
  - S275JR UNI 10025

### **3.2.6 Elementi strutturali in vetroresina**

#### **3.2.6.1 Attraversamento di zone argillose e sciolte**

- n° 3 piatti diam. 40mm sp.6mm ad aderenza migliorata ottenuta o con riporto di sabbia quarzosa polimerizzata a caldo o con impronta negativa sul profilo strutturale, collegati al contorno di un tubo in PE PN10 diam. 22mm
  - densità > 1,8 t/mc
  - resistenza a trazione  $f_{yk} > 950 \text{ MPa}$
  - resistenza al taglio  $t > 95 \text{ MPa}$
  - contenuto in vetro > 70%

valvolati per iniezioni a pressione e volume controllato di miscele cementizie

oppure, in alternativa:

- tubo VTR diametro 60/40
  - resistenza a trazione 600 MPa
  - resistenza a taglio 100 MPa
  - contenuto in fibra di vetro minimo 50%

#### **3.2.7 Iniezioni di consolidamento ed impermeabilizzazione della roccia con resine**

- miscela a base di leganti idraulici pozzolanici microfini, tipo MICROLEG Cementirosi o equivalenti

### **3.3 Drenaggi**

- tubi microfessurati in PVC ad alta resistenza (4.5MPa alla trazione), diametro esterno  $\varnothing$  60mm sp. 5mm, perforo 80mm rivestiti con TNT  
(i primi 10m da bocca foro dovranno essere ciechi)

### **3.4 Impermeabilizzazione dei manufatti**

Nei tratti di galleria e in tutti i manufatti dotati di un rivestimento di seconda fase in calcestruzzo semplice o armato, laddove indicato sui disegni, verrà posata una impermeabilizzazione così formata:

- teli per impermeabilizzazione: sp. =  $2 \pm 0.5$ mm, dens. > 1.3g/cm<sup>2</sup>
- Strato di tessuto non tessuto di 400gr/mq a filo continuo

Riprese di getto del rivestimento di 2° fase: prevedere guarnizione idroespansiva alla giunzione fra muretta e piedritto e alle superfici di ripresa di getto e di giunto strutturale fra conci dell'arco rovescio/muretta

## 4. Verifiche statiche

### 4.1 Metodologia di calcolo

#### 4.1.1 Paratie di contenimento degli scavi

Per le opere di sostegno in esame si prevede il ricorso a paratie di diaframmi in calcestruzzo armato di spessore pari a 100cm, realizzate mediante idrofresa.

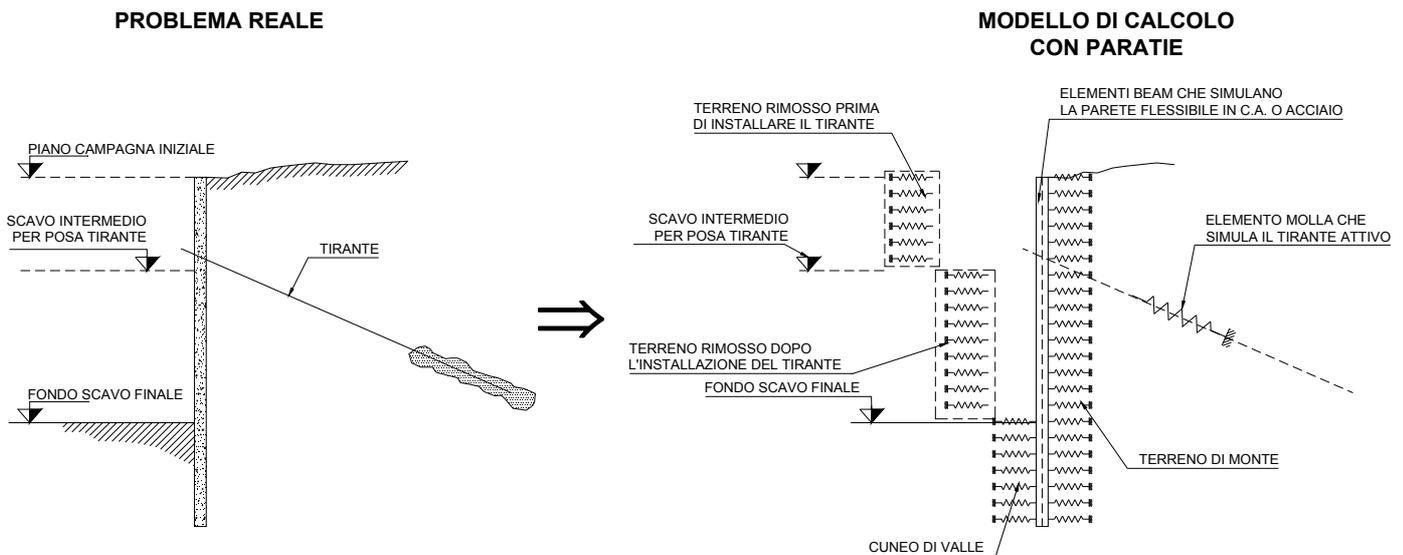
Il calcolo potrà essere condotto considerando queste opere come opere di sostegno flessibili.

##### 4.1.1.1 Descrizione del modello di calcolo delle paratie

Il calcolo delle sollecitazioni nelle pareti di sostegno flessibili e nei tiranti viene fatto tramite il codice di calcolo PARATIE 7.0 prodotto dalla società scrivente.

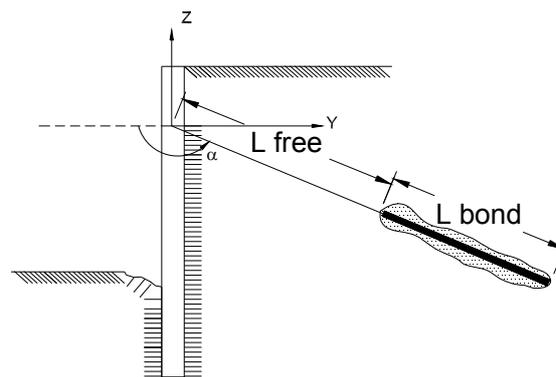
Questo programma permette di simulare tutte le fasi realizzative della parete tenendo conto del comportamento non lineare del terreno.

L'interazione terreno-parete è modellata attraverso speciali elementi molla elasto-plastici. La paratia è simulata con una trave elastica di rigidezza flessionale assegnata. Concettualmente il modello matematico è riassunto nella seguente figura.



**Figura 4-1 modello di calcolo PARATIE**

Eventuali tiranti e/o puntoni sono simulati attraverso elementi elastici, la cui rigidezza  $K=E \times (A/L)$  ove  $E$  è il modulo elastico della barra,  $A$  l'area per unità di larghezza della barra nel tratto deformabile e  $L$  la lunghezza del tratto deformabile del tirante, che può essere stimata come indicato nella figura che segue.



$$L = L_{\text{free}} + L_{\text{bond}} \times \eta \quad (\eta < 1)$$

**Figura 4-2 – lunghezza efficace del tirante**

In genere si assume  $\eta=0.5$ .

Per quanto riguarda la modellazione del terreno, si utilizza, in questo caso, un modello costitutivo elasto-plastico incrudente caratterizzato da un modulo elastico  $E_{vc}$  a compressione vergine ed un modulo  $E_{ur}$  utilizzato in fase di scarico/ricarico. PARATIE assume automaticamente il modulo appropriato, a secondo del percorso di carico ed aggiorna, passo dopo passo, il dominio che separa la fase elastica (scarico/ricarico) da quella incrudente (compressione vergine). Il modulo di reazione orizzontale delle molle (la costante di Winkler) è ricavata da  $E_{vc}$  o  $E_{ur}$  dividendo i moduli elastici per una lunghezza caratteristica calcolata internamente da PARATIE 7.0, in funzione della geometria corrente dello scavo: tale modulo risulta quindi variabile fase per fase<sup>1</sup>.

Il criterio di rottura è, in questo caso, un criterio alla Mohr Coulomb, definito da un angolo d'attrito  $\phi'$  e da una coesione apparente  $c'$  costante.

I parametri di spinta attiva e passiva sono introdotti dall'utente (in generale in funzione di  $\phi'$  e dell'angolo  $\delta$  d'attrito terra-muro, e dell'inclinazione del piano campagna o della linea di fondo scavo) in accordo con le indicazioni della Relazione Geotecnica.

Le condizioni iniziali a riposo sono determinate assegnando il coefficiente di spinta a riposo normal consolidato,  $K_0^{NC}$  ed il grado di sovraconsolidazione OCR: il coefficiente di spinta a riposo è quindi posto pari a  $K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^n$  con n usualmente posto pari a 0.5

#### **4.1.1.2 Modellazione del processo realizzativo**

Per ogni sezione tipica di parete viene modellato l'intero processo costruttivo che si articola, tipicamente nelle seguenti fasi salienti

##### **1. CONDIZIONI INIZIALI**

si prevedere uno step di carico iniziale in cui tutti gli elementi terreno siano presenti e bilanciati tra monte e valle; la quota di scavo coincide inoltre con la quota del piano di campagna e la freatica (se esiste) a monte e a valle sono alla stessa quota. Questa fase è molto importante per ristabilire al meglio le condizioni iniziali di partenza.

##### **2. L'APPLICAZIONE DI UN TIRANTE ATTIVO**

Una fase del genera viene suddivisa in due step successivi:

<sup>1</sup>si veda BECCI,B.,NOVA,R. (1987) "Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie", Rivista Italiana di Geotecnica,1,33-47

- a. si approfondisce lo scavo tipicamente a 50 cm al di sotto della quota di installazione del tirante, senza applicare il tirante
- b. si attiva il tirante che, nella fase di installazione introduce una forza pari alla pretrazione assegnata, azione che nelle fasi successive potrà variare in ragione della rigidità del tirante

Questi due step vengono ripetuti per ogni ordine di tiranti

### 3. RAGGIUNGIMENTO DEL FONDO SCAVO

L'ultima fase statica, corrisponde al raggiungimento del fondo scavo definito

### 4. MODELLAZIONE DELLA CONFIGURAZIONE A LUNGO TERMINE

Ove previsto dal progetto, vengono attivate le strutture di contrasto a lungo termine (platea a fondo scavo e/o solette intermedie) ed i tiranti provvisori vengono disattivati. Nei casi in cui i tiranti (o parte di essi) siano permanenti, questi non vengono ovviamente rimossi

#### 4.1.1.3 Metodologia di calcolo

Il calcolo per fasi successive è condotto adottando i parametri geotecnici indicati nella relazione geotecnica.

Nell'ambito del metodo agli stati limite, per ogni tipologia di pannello, occorre considerare due casi di calcolo:

- CALCOLO 1: coincide con calcolo allo stato limite di servizio sono considerate le resistenze caratteristiche del terreno (cioè non ridotte da alcun coefficiente parziale); in questo calcolo non si applica l'azione sismica;
- CALCOLO 2: si ripete il calcolo di cui sopra, introducendo tuttavia, per il terreno, le resistenze di progetto, (cioè ridotte tramite coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,25 applicato alla tangente dell'angolo d'attrito); come ultima fase, si applica l'azione sismica.

Per la verifica allo stato limite ultimo di resistenza dei vari elementi strutturali, si considera quindi il seguente involucro delle azioni:

$$S_d = \text{più gravoso fra } (1.40 \cdot S_{\text{CALCOLO1}}) \text{ e } (S_{\text{CALCOLO2}})$$

dove le sollecitazioni derivanti dal primo calcolo sono moltiplicate per un coefficiente parziale  $\gamma_G = 1.4$ , derivando per la gran parte da azioni permanenti.

Inoltre, al fine di garantire la durabilità, si effettua la verifica a fessurazione del calcestruzzo. I diaframmi, nella configurazione finale, sono occasionalmente in falda e l'ambiente può indicarsi come "ordinario" (XC2). Le armature sono del tipo poco sensibile. In combinazione di carico frequente si può assumere, in genere, un valore nominale di apertura delle fessure  $w_3=0.4 \text{ mm}$ .

La verifica a fessurazione si effettua solo per le condizioni di carico a lungo termine relative ovviamente al CALCOLO 1, essendo la fase transitoria di realizzazione dell'opera, nonché eventuali condizioni sismiche irrilevante ai fini della durabilità della struttura.

Il flusso logico del calcolo agli stati limite qui adottato è sintetizzato nella Figura 4-3

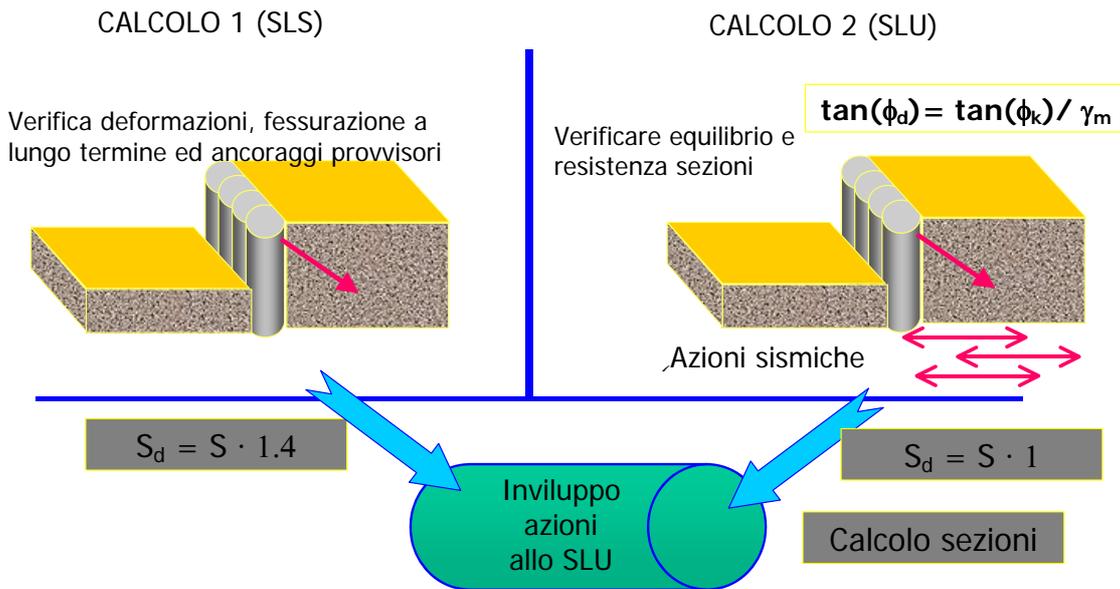


Figura 4-3: calcolo allo SLU delle paratie

#### 4.1.1.4 Parametri geotecnici "caratteristici"

Si riportano di seguito i valori dei parametri caratteristici di resistenza e di deformabilità del terreno per le due diverse situazioni relative all'imbocco di Monte Alto ed all'imbocco di Campolattaro. Per l'origine degli stessi si veda la relazione geotecnica.

##### 4.1.1.4.1 Imbocco di Monte Alto

#### **A) Terreno di fondo lago (primo strato – limo argilloso) [da q.ta +868.00 a +864.00]:**

$\gamma$ = peso di volume =	17 kN/m <sup>3</sup>
$\phi'$ = angolo d'attrito di calcolo	27°
$c'$ = coesione efficace =	0 kPa
$E'_{vc}$ = modulo per la verifica delle paratie $\geq$	17000 kPa
$E'_{ur}$ = modulo elastico in scarico/ricarico $\geq$	1.5 · $E'_{vc}$
$\nu'$ = coefficiente di Poisson =	0.325
K = permeabilità =	1. Exp -7 m/s

**B) Terreno di fondo lago (secondo strato – limo addensato) [da q.ta +864.00 a +860.50]:**

$\gamma$ = peso di volume =	18 kN/m <sup>3</sup>
$\phi'$ = angolo d'attrito di calcolo	27°
$c'$ = coesione efficace =	0 kPa
$E'_{vc}$ = modulo per la verifica delle paratie $\geq$	50000 kPa
$E'_{ur}$ = modulo elastico in scarico/ricarico $\geq$	1.5· $E'_{vc}$
$\nu'$ = coefficiente di Poisson =	0.325
K = permeabilità =	1. Exp -7 m/s

**C) Substrato roccioso [da q.ta +860.50 a -inf.]:**

$\gamma$ = peso di volume =	26 kN/m <sup>3</sup>
$\phi'$ = angolo d'attrito di calcolo	37°
$c'$ = coesione efficace =	1579 kPa
$E'_{vc}$ = modulo per la verifica delle paratie $\geq$	6700000 kPa
$E'_{ur}$ = modulo elastico in scarico/ricarico $\geq$	6700000 kPa
$\nu'$ = coefficiente di Poisson =	0.37
K = permeabilità =	1. Exp -4 m/s

4.1.1.4.2 *Imbocco di Campolattaro*

**A) Strato unico:**

$\gamma$ = peso di volume =	23 kN/m <sup>3</sup>
$\phi'$ = angolo d'attrito di calcolo	25°
$c'$ = coesione efficace =	50 kPa
$E'_{vc}$ = modulo per la verifica delle paratie $\geq$	1000000 kPa
$E'_{ur}$ = modulo elastico in scarico/ricarico $\geq$	1000000 kPa
$\nu'$ = coefficiente di Poisson =	0.2
K = permeabilità =	1. Exp -10 m/s

#### 4.1.1.5 Parametri caratteristici di resistenza e di spinta (SLE (A1+M1+R1) e SLU (A2+M2+R2))

##### 4.1.1.5.1 Imbocco di Monte Alto

La seguente tabella riepiloga i valori caratteristici:

Strato	$\varphi'_k$ (°)	$c'_k$ (kPa)	$K_0$	$K_a$	$K_p$
da 868 a 864	27	.	0,546	0,315	4,100
da 864 a 860.5	27	.	0,546	0,315	4,100
sotto 860.5	37	1579	0,398	0,203	8,780

La seguente tabella riepiloga i valori da utilizzare per la verifica SLU del tipo A2+M2+R2 (in cui si applica un coefficiente parziale  $\gamma_\varphi = 1,25$ ):

Strato	$\varphi'_k$ (°)	$c'_k$ (kPa)	$K_a$	$K_p$
da 868 a 864	22,2	.	0,386	3,057
da 864 a 860.5	22,2	.	0,386	3,057
sotto 860.5	31,1	1263	0,264	5,492

##### 4.1.1.5.2 Imbocco di Campolattaro

La seguente tabella riepiloga i valori caratteristici:

Strato	$\varphi'_k$ (°)	$c'_k$ (kPa)	$K_0$	$K_a$	$K_p$
unico	25	50	0,578	0,343	3,596

La seguente tabella riepiloga i valori da utilizzare per la verifica SLU del tipo A2+M2+R2 (in cui si applica un coefficiente parziale  $\gamma_\varphi = 1,25$ ):

Strato	$\varphi'_k$ (°)	$c'_k$ (kPa)	$K_a$	$K_p$
unico	20,45	40	0,416	2,772

#### **4.1.2 Sezioni di galleria in foro cieco – fasi esecutive**

Il calcolo della stabilità del cavo e delle deformazioni viene effettuato con il codice FLAC (rif. 8.]).

Per ciascuna sezione significativa, viene allestito un modello numerico alle differenze finite, in condizioni di deformazione piana, da studiarsi in campo non lineare (modelli costitutivi elastici – perfettamente plastici), avente le caratteristiche seguenti.

Il modello rappresenta in una sezione trasversale il tunnel e una porzione significativa di roccia attorno, estesa lateralmente e inferiormente fino a raggiungere zone relativamente indisturbate dallo scavo e superiormente fino a circ 50 m dallo stesso (per coperture maggiori, la porzione di roccia al di sopra del contorno del modello viene simulata come puro carico). La roccia viene rappresentata con un reticolo discreto (basato sul metodo delle differenze finite) di “zone” di materiale continuo, in condizioni di stato di deformazione piana.

Ai contorni laterale esterno e inferiore del modello vengono introdotti vincoli che impediscono lo spostamento in direzione normale al contorno, mentre la componente di spostamento parallela al contorno viene lasciata libera. Al contorno superiore (non vincolato) viene, invece, applicata una pressione pari al peso dell'eventuale roccia soprastante.

Nella situazione iniziale, il modello rappresenta la situazione preesistente allo scavo; l'ammasso roccioso è soggetto al solo peso proprio ed è sede dello stato di sforzo litostatico, determinato dal peso del terreno, dai sovraccarichi di superficie e, per le componenti orizzontali, dal coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ .

L'analisi procede per fasi: ciascuna fase del calcolo rappresenta una effettiva fase costruttiva ed è caratterizzata da una situazione equilibrata iniziale, dall'applicazione di una variazione ai carichi o ai materiali (es. scavo) che genera uno squilibrio all'interno del modello, e quindi al ricupero dell'equilibrio attraverso il calcolo di incrementi di spostamenti, deformazioni e sforzi; tale situazione costituisce il punto di partenza del passo seguente. La sequenza delle fasi rispecchia la sequenza costruttiva ed è descritta al paragrafo seguente.

Le proprietà del materiale che rappresenta l'ammasso roccioso sono quelle definite nella Relazione Geotecnica (doc. 10062-PGR-DA-061,) sulla base della caratterizzazione geomeccanica di ammasso (indice GSI e parametri di Hoek – Brown).

Nel corso dell'analisi vengono attivati i diversi tipi di sostegno e rivestimento della galleria, e precisamente:

- 1) rivestimento di prima fase: viene rappresentato da elementi “beam” a due nodi, direttamente collegati ai nodi del reticolo e dunque solidali con la roccia al contorno dello scavo;
- 2) Chiodature radiali: vengono rappresentate mediante elementi “biella” elasto-plastici oppure mediante una coesione e resistenza a trazione equivalenti
- 3) interventi di sostegno e consolidamento al contorno (infilaggi di micropali): vengono rappresentati con una fascia di opportuno spessore di terreno con proprietà migliorate (rigidezza, coesione, resistenza a trazione);
- 4) Interventi al fronte: l'analisi non considera direttamente i trattamenti di consolidamento in barre VTR previste nel fronte; tale problema viene affrontato separatamente, con un modello ausiliario di tipo assialsimmetrico.

I risultati del calcolo sono espressi, per ciascuna delle fasi del calcolo, in termini di spostamenti dei punti del reticolo e stati di sforzo nel terreno e nelle strutture di supporto.

##### **4.1.2.1 Fasi di calcolo**

La simulazione dell'interazione tra terreno e rivestimenti viene ricondotta ad un problema bidimensionale (anche in prossimità del fronte) ricorrendo al noto metodo di convergenza-confinamento (Panet, rif. 9.]) che prevede la sostituzione della roccia all'interno del profilo di scavo con un campo di pressioni equivalenti che vengono ridotte in maniera idonea all'avanzare dello scavo. Nel dimensionamento del supporto di prima fase si è anche fatto ricorso all'esposizione concettuale riportata nelle Raccomandazioni dell'AFTES (rif. 13.])

Le fasi di calcolo possono pertanto essere così riassunte:

- 1) Ricostruzione dello stato di sforzo geostatico iniziale.
- 2) allentamento del terreno entro il nucleo di scavo, per l'appressarsi del fronte, simulato con l'eliminazione degli elementi di terreno e la loro sostituzione con le pressioni esercitate al contorno di scavo, e successivo rilassamento di tali pressioni, fino ad una frazione del loro valore iniziale congruente con l'estensione dello sfondo
- 3) posa degli interventi di supporto provvisorio (centine metalliche, infilaggi o bullonature priverivestimento in spritz); scarico sul rivestimento della pressione di confinamento residua, fino a raggiungere un completo rilassamento.
- 4) Ulteriori fasi, per lo studio delle sollecitazioni nel rivestimento definitivo, secondo il metodo descritto più avanti.

Le percentuali di rilassamento alla messa in opera del supporto (consolidamenti e priverivestimento) possono variare in modo considerevole a seconda delle caratteristiche elasto-plastiche dell'ammasso.

A latere della fase 2), viene eseguita un'analisi senza supporto, con progressivo rilassamento spinto fino al limite di stabilità del cavo. Il risultato di questo calcolo è la curva caratteristica del cavo non rivestito, calcolata nei punti rilevanti del contorno (calotta, fianchi, arco rovescio).

#### **4.1.2.2 Determinazione della frazione di allentamento**

La frazione di rilassamento può venire determinata mediante un'analisi assialsimmetrica, nella quale l'asse di simmetria coincide con la direzione di avanzamento.

Il metodo di calcolo è analogo a quello per la sezione trasversale, e prevede l'impiego del codice FLAC.

Il modello comprende una porzione di galleria già scavata e la roccia circostante, radialmente estesa fino a distanza sufficiente a poter trascurare gli effetti al contorno e dal lato di avanzamento estesa per alcuni (tre) campi di scavo da 8m più un'ulteriore estensione fino a roccia indisturbata.

I materiali di sostegno (coronella infilaggi e rivestimento dfi prima fase, infilaggi al fronte) vengono simulati incrementando opportunamente la resistenza della roccia e il suo modulo di elasticità, in modo analogo al modello trsversale.

Nelle condizioni iniziali il modello rappresenta in modo approssimato la galleria scavata fino ad una certa sezione; le sollecitazioni nel supporto di 1° fase e nella roccia in questa fase del calcolo vengono valutate in modo approssimato con la procedura seguente:

- applicazione delle pressioni litostatiche su tutto il contorno della galleria già scavata
- progressiva riduzione delle pressioni ad un valore di "stima" del rilassamento (ad es., 30% di rilassamento)
- inserimento del supporto di 1° fase in avanzamento e al contorno scavo
- completo rilassamento delle pressioni.

Si procede poi all'esecuzione di alcuni campi di scavo, con la seguente sequenza:

1. scavo di 1m
2. inserimento del rivestimento di 1a fase per 1m, fino a 1m a tergo del fronte
3. ripetizione per 8 volte degli step 1. e 2.
4. esecuzione dei trattamenti in avanzamento a fine campo (coronella e infilaggi fronte)
5. ripetizione dei punti 1.2.3. per il campo successivo ecc.

Al termine di 3 campi di scavo, pari a circa 3 diametri, si ha, nella zona centrale del tratto scavato, un'ottima approssimazione dello stato tensionale tipico nel rivestimento e nella roccia. I ricava da qui la frazione di pressioni effettivamente agente sul rivestimento di 1° fase e conseguentemente la frazione di allentamento.

### 4.1.2.3 **Caratterizzazione dei materiali nel modello numerico**

#### 4.1.2.3.1 **Roccia**

Per la roccia viene utilizzato il modello costitutivo elastico – perfettamente plastico con involucro di rottura alla Mohr –Coulomb.

La legge di flusso adottata è del tipo non associato e, cautelativamente, in mancanza di misure precise, prescinde dalla resistenza a trazione e dalla dilatanza dell'ammasso, parametri entrambi assunti pari a zero. I soli parametri significativi sono dunque l'angolo d'attrito efficace  $\Phi'$  e la coesione efficace  $c'$ .

La base teorica del modello costitutivo adottato è descritta nella documentazione tecnica dello stesso programma FLAC (rif.8.]).

Nei litotipi la cui caratterizzazione è basata sull'indice BRMR o GSI, e in presenza di una sufficiente messe di dati, è possibile utilizzare l'involucro di rottura di Hoek & Brown (rif. 12.]); i parametri forniti al codice sono dunque la resistenza alla compressione uniassiale della roccia intatta ( $\sigma_c$ ), e i parametri  $m_b$ ,  $a$ , ed  $s$  d'ammasso, ricavati dal valore  $m_i$  relativo alla roccia intatta.

Allo stato attuale delle conoscenze, si considerano diversi litotipi, così caratterizzati nella Relazione Geotecnica:

#### **Calcarei massivi (GSI 50) (zona del bacino di Monte Alto, della camera paratoie, della camera valvole, e delle relative gallerie di accesso, della galleria di presa e della condotta forzata fino a quota 350 circa)**

- $E = 6,7 \text{ GPa}$
- $\nu = 0.2$
- $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$
- $c = 1580 \text{ kPa}$
- $\phi = 37,4^\circ$

#### **Flysch marnoso-calcareo-argillitico (zona della galleria di restituzione, dell'opera di presa di Campolattaro, delle gallerie di accesso di finestra e del pozzo paratoie di Campolattaro)**

- $E = 1 \text{ GPa}$
- $\nu = 0.2$
- $\gamma = 2300 \text{ kg/m}^3$
- $c = 160 \text{ kPa}$  (Russo, 1994)
- $\phi = 29,4^\circ$

#### **Flysch marnoso-argillitici e Calcarei fratturati (zona delle caverne centrale e trasformatori, del pozzo piezometrico di valle e delle gallerie idrauliche e di accesso nel tratto più profondo limitrofo alle caverne)**

##### Calcarei prevalenti GSI=40

- $E = 3,78 \text{ GPa}$
- $\nu = 0.2$
- $\gamma = 2350 \text{ kg/m}^3$
- $c = 1240 \text{ kPa}$
- $\phi = 35^\circ$

##### Flysch arenaceo-argilloso GSI=35

- $E = 1,9 \text{ GPa}$
- $\nu = 0.2$

- $\gamma = 2350 \text{ kg/m}^3$
- $c = 725 \text{ kPa}$
- $\varphi = 24,5^\circ$

Calcari prevalenti fratturati GSI=30

- $E = 2,12 \text{ GPa}$
- $\nu = 0.2$
- $\gamma = 2350 \text{ kg/m}^3$
- $c = 1000 \text{ kPa}$
- $\varphi = 31,7^\circ$

Attraversamenti in faglia, GSI=20

- $E = 0,38 \text{ GPa}$
- $\nu = 0.2$
- $\gamma = 2350 \text{ kg/m}^3$
- $c = 160 \text{ kPa}$
- $\varphi = 14,6^\circ$

#### 4.1.2.3.2 Prerivestimento

E' rappresentato mediante elementi flessibili a 2 nodi "trave" (beam) elastici lineari, che rappresentano, con area, momento di inerzia della sezione e modulo di elasticità, la rigidità composta delle centine e dello spritz-beton; poiché si prevede che quest'ultimo sia messo in carico già nelle prime fasi della maturazione, il modulo elastico adottato è  $E_b = 10.000 \text{ MPa}$ , quindi con un coefficiente di omogeneizzazione con le centine  $m=21$ .

Per lo spritz-beton, non essendovi un'armatura sistematica, si trascura generalmente il contributo alla resistenza flessionale (che risulta quindi determinata dalle sole centine metalliche), nei casi nei quali la sezione risulti significativamente parzializzata.

#### 4.1.2.3.3 Bullonatura radiale e trattamenti di presostegno del fronte

Laddove prevista, è rappresentata mediante elementi di tipo "biella" (cable) elastici – perfettamente plastici, aderenti con continuità al reticolo mediante un'interfaccia elasto-plastica (avente le caratteristiche meccaniche dell'anello di iniezione). In alternativa, si considera un incremento delle proprietà meccaniche della roccia, secondo il seguente metodo (Grasso et al, 1989, rif. 15.).

Si considera la chiodatura alla stregua di una pressione di confinamento,  $\Delta\sigma_3$ , che si genera quando, per effetto della distensione dell'ammasso roccioso, la chiodatura entra in stato di trazione. L'incremento di coesione risulta correlato a questa pressione dalla seguente formula:

$$c^* = c + (\Delta\sigma_3 \tan(\pi/4 + \phi/2))/2.$$

A sua volta,  $\Delta\sigma_3$  risulta determinato dalla resistenza del chiodo (la minore fra la resistenza a snervamento e quella a sfilamento) divisa per l'area di influenza del chiodo stesso.

Cautelativamente, non si tiene conto dell'aumento di rigidità né della fascia anulare chiodata, né del nucleo di scavo trattato con elementi VTR in vanazamento.

#### 4.1.2.3.4 Infilaggi al contorno di scavo

Tali infilaggi si prevede costituiscano una fascia di circa 0,4 – 0,5m di spessore, nella quale i parametri di resistenza sono considerevolmente aumentati per effetto delle iniezioni di miscele cementizie. Cautelativamente, tali trattamenti vengono simulati con il solo aumento di coesione in analogia con quanto fatto per i trattamenti radiali.

#### 4.1.2.3.5 Rivestimento definitivo

E' rappresentato mediante elementi flessibili a 2 nodi "trave" (beam) elastici lineari, che rappresentano, con area, momento di inerzia della sezione e modulo di elasticità, la rigidità del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio, ovvero nella pienezza delle proprie proprietà meccaniche ( $E=30 - 35 \text{ GPa}$ ).

#### 4.1.2.4 Verifiche di stabilità delle fasi di scavo

Per la verifica di stabilità in fase di scavo, si fa riferimento ai seguenti risultati del calcolo:

- valori di convergenza, che devono risultare tali da non compromettere il mantenimento della geometria di progetto;
- valori di estrusione del fronte (dal modello ausiliario assialsimmetrico), per il quale si ritiene accettabile un massimo del 4% del diametro di scavo
- deformate ed estensione delle zone plastiche; eccessive deformazioni, inoltre, devono essere impediti perché comportano il decadimento dei parametri di resistenza della roccia.
- valori di sollecitazione nel rivestimento di prima fase, da raffrontare con i valori di regolamento, tenendo conto del ruolo provvisorio giocato dal rivestimento di prima fase.

#### **4.1.2.5 Sezioni di galleria in foro cieco – verifica del rivestimento in esercizio**

Lo stesso modello di calcolo allestito per la verifica dei priverivestimenti può venire utilizzato – con lievi modifiche – per il dimensionamento del rivestimento definitivo.

La sola modifica alla geometria del modello consiste nella sostituzione del piano di fondo scavo con l'eventuale profilo dell'arco rovescio.

Per il calcolo delle sollecitazioni, è necessario fare riferimento alle effettive fasi costruttive della galleria. Le fasi sono le seguenti:

- fasi di scavo come per il calcolo del rivestimento provvisorio
- realizzazione del rivestimento definitivo, che rimane caricato del solo peso proprio
- eliminazione del rivestimento provvisorio e delle bullonature e riequilibrio. Il sostegno del cavo viene così affidato al sistema roccia – rivestimento definitivo
- eventuale aggiunta del battente idraulico.

Si noti che il modello, in queste condizioni finali, prescinde completamente dal contributo degli elementi provvisori di sostegno anche se questi, in realtà, in assenza di agenti corrosivi (acqua + ossigeno), saranno efficaci anche a lungo termine.

Si noti inoltre che sul quadro statico finale incide la "storia" realizzativa, ivi incluso il decadimento delle proprietà meccaniche della roccia (rammollimento o "softening") nelle parti soggette a elevate deformazioni plastiche.

Infine, l'inserimento del rivestimento definitivo rappresentato da elementi monoassiale ("beam") lungo il medesimo asse del rivestimento di prima fase (assunto coincidente con il profilo di scavo) porta ad una – seppur modesta - sovrastima delle sollecitazioni nel rivestimento.

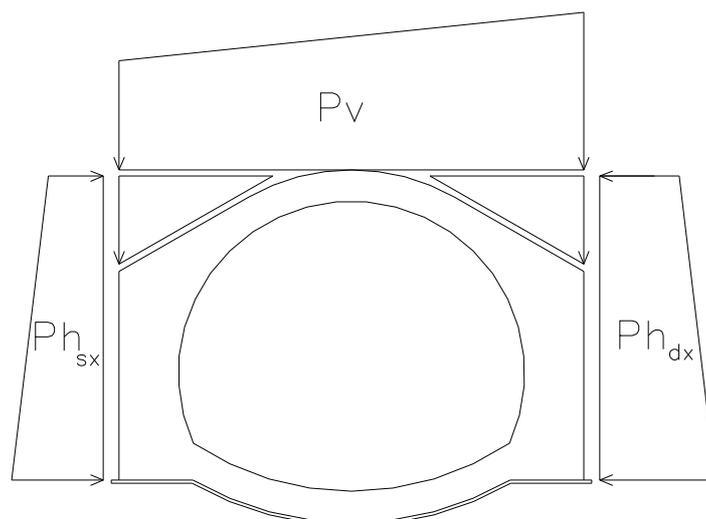
Le sollecitazioni risultanti dal calcolo per il calcestruzzo e per l'armatura opportunamente amplificate per i coefficienti di sicurezza parziali, vengono raffrontate con le resistenze di progetto (verifica allo stato limite ultimo).

##### **4.1.2.5.1 Pressioni idrauliche di falda**

Tutte le sezioni di galleria considerate sono previste drenanti; eventuali venute d'acqua al contorno (già ridotte con interventi di intasamento nelle fasi di scavo), vengono intercettate all'esterno dell'impermeabilizzazione e convogliate, indicativamente ogni 25-50 m, a un opportuno sistema di drenaggio all'interno della galleria. Non si considera perciò un battente di falda al contorno della galleria.

##### **4.1.2.5.2 Effetti sismici**

Per i manufatti in foro cieco, e in particolare per gallerie profonde in roccia, si possono valutare gli effetti sismici mediante l'analisi statica della struttura soggetta ad un sistema di forze orizzontali e di forze verticali, secondo lo schema ideale sotto rappresentato.



nel quale l'entità delle azioni sismiche è ricavata dalle accelerazioni statiche equivalenti dell'ammasso roccioso.

L'effetto sismico viene applicato in step successivi al termine dell'analisi statica del rivestimento di galleria (modello FLAC), simulando l'incremento di carico verticale mediante un incremento della gravità, e la spinta orizzontale mediante una variazione del coefficiente  $k_0$ , più una pressione aggiuntiva proporzionale alle masse del rivestimento di seconda fase.

L'implementazione FLAC del carico sismico dunque si effettua in due passi:

- aumento del carico verticale mediante incremento del vettore accelerazione di gravità, mantenendo costanti gli sforzi orizzontali
- riduzione della spinta orizzontale agente sul rivestimento, apportando una variazione sistematica degli sforzi orizzontali nella roccia e una pressione aggiuntiva sul rivestimento, in presenza della gravità incrementata c.s.

Le verifiche di resistenza del rivestimento vengono condotte per i casi più sfavorevoli.

## **4.2 Opere di imbocco – verifica statica delle paratie di contenimento scavi**

### **4.2.1 Generalità**

Le sezioni tipo coincidono con quelle individuate per l'opera di presa di Monte alto, e per l'opera di presa di Campolattaro. Per quella di Monte alto, in particolare, verranno studiate le due situazioni corrispondenti ai casi estremi di lago pieno e di lago vuoto.

Nella situazione di lago vuoto viene infatti massimizzato il momento flettente lato terra (e gli spostamenti lato scavo), mentre in quella di lago pieno si massimizza il momento flettente lato scavo (e gli spostamenti lato terra).

Nel primo caso (e nella fase finale, ossia a lungo termine) viene considerata una sovraspinta a monte, generata dall'azione sismica, la cui risultante è pari a (Wood):

$$\Delta P_d = \gamma_I \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

in cui

$\gamma_I = 1.00$ ,  $a_g/g = 0.265$ ,  $S = 1.331$ ,  $\gamma$  = peso specifico medio del terreno e  $H$  = altezza di scavo.

Nel secondo caso (sempre nella fase finale) viene considerata la sovra spinta idrodinamica a valle, calcolata come segue (Westergard):

$$q_{Nd} = \frac{7}{8} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H \cdot z}$$

in cui

$K_h = (S a_g/g) / r$ ,  $S = 1.331$ ,  $a_g/g = 0.265$ ,  $r = 1$ ,  $\gamma_w$  = peso specifico acqua,  $H$  = altezza di scavo,  $z$  = quota di calcolo della pressione.

Le verifiche vengono effettuate per le azioni involuppo dei due casi estremi.

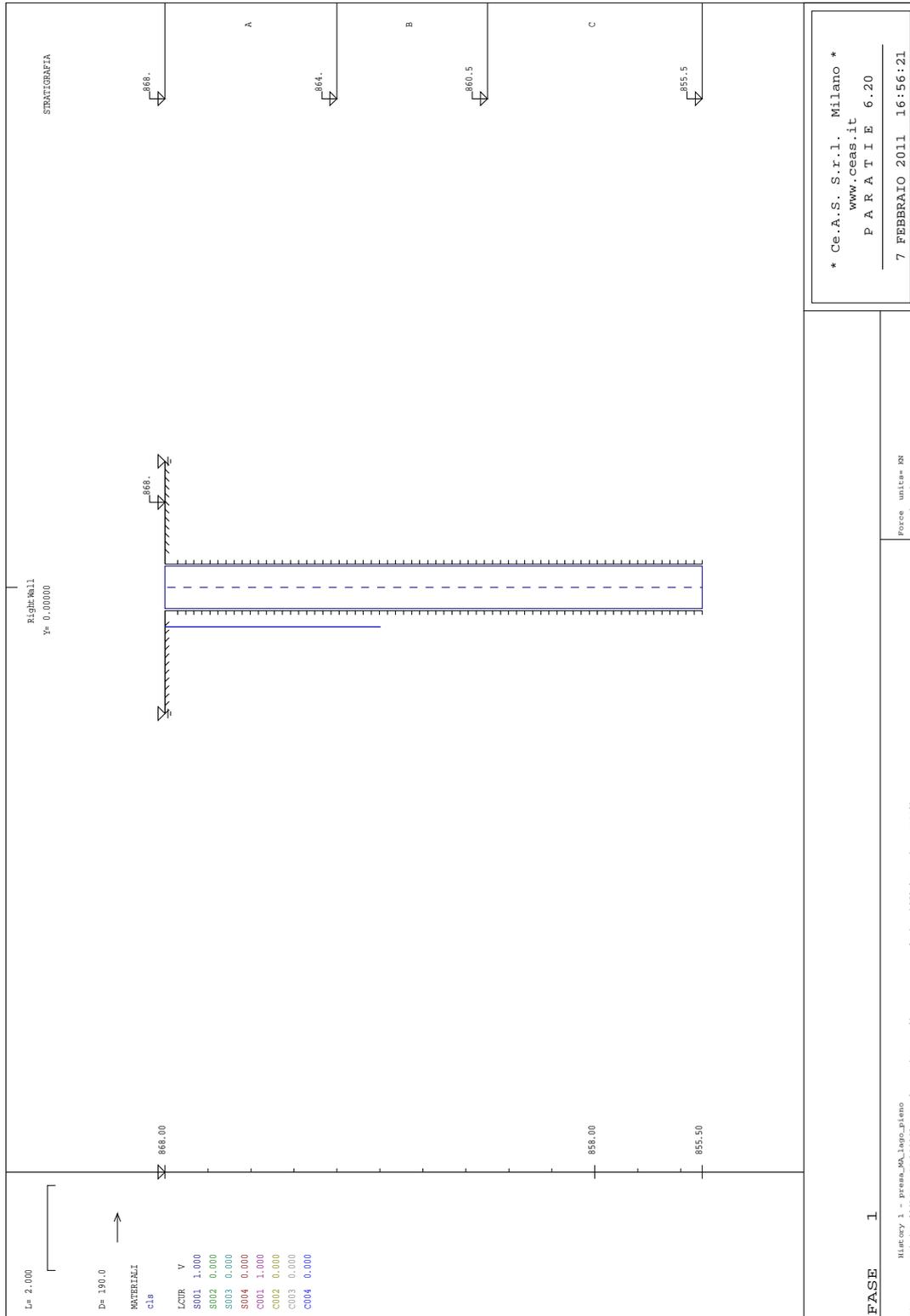
Per quanto riguarda invece le paratie dell'opera di presa di Campolattaro, visto il carattere provvisorio di tali strutture, non verranno applicate le sovra spinte sismiche.

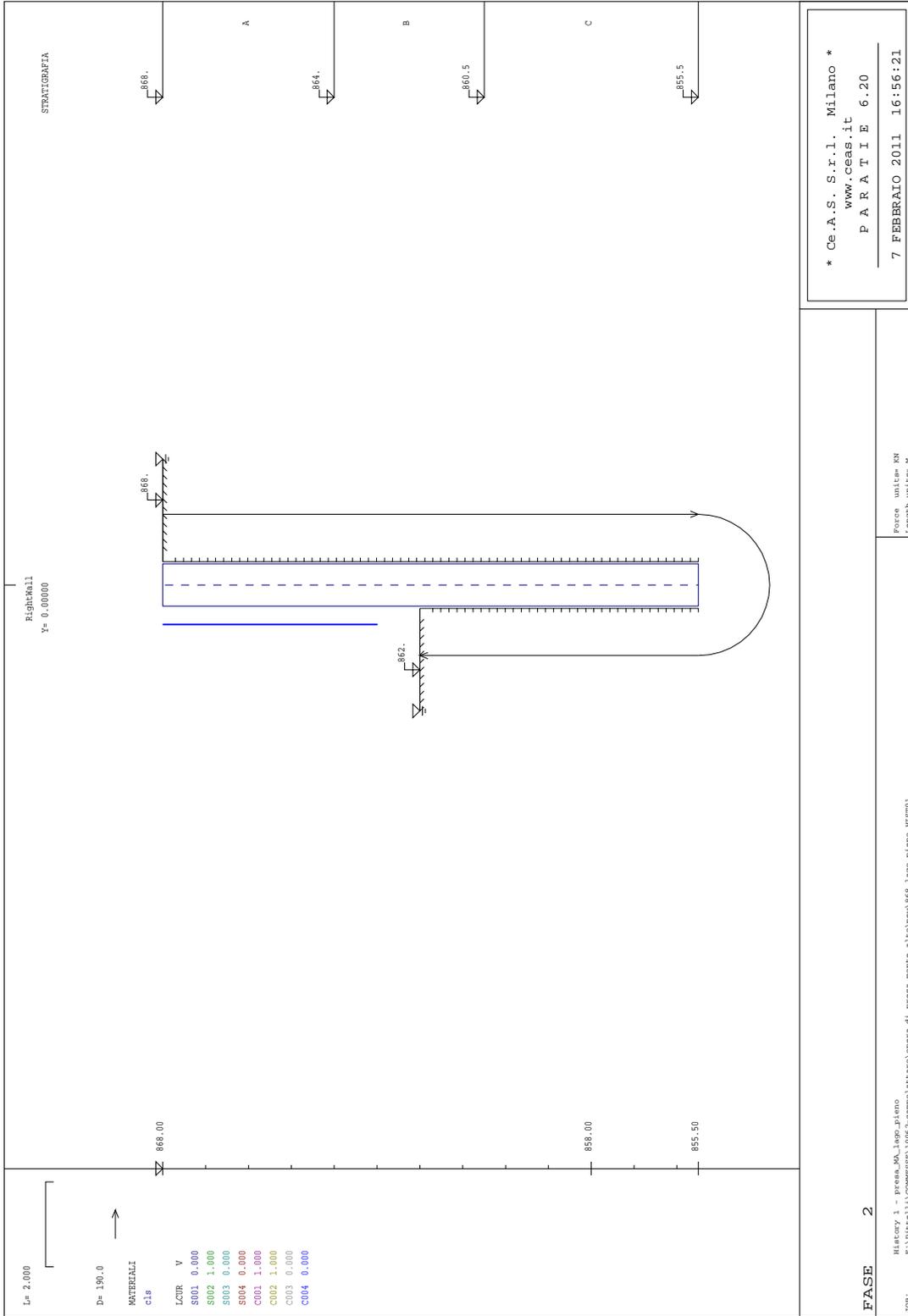
I tabulati di calcolo e i dettagli delle analisi condotte sono custoditi presso lo scrivente. Nel seguito si riporta unicamente la sintesi e l'illustrazione grafica dei principali risultati.

Le caratteristiche geometriche delle sezioni tipo sono riportate negli elaborati grafici di progetto, ai quali si rimanda. Nel seguito si fornisce esclusivamente l'illustrazione del modello ed i principali risultati.

### 4.2.2 Opera di presa di Monte Alto – ipotesi di lago alto

Nelle seguenti figure si rappresentano le differenti fasi di scavo.

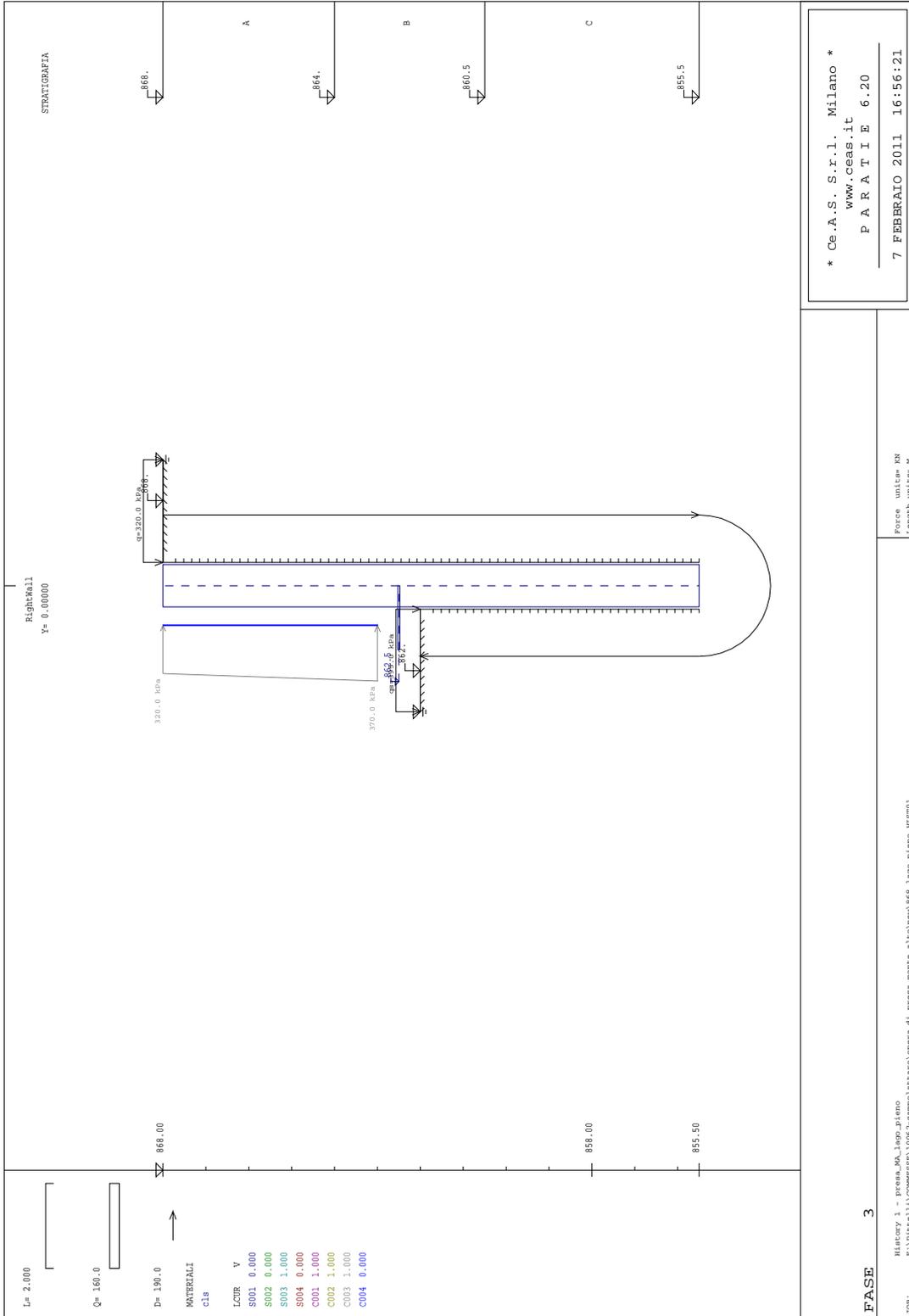


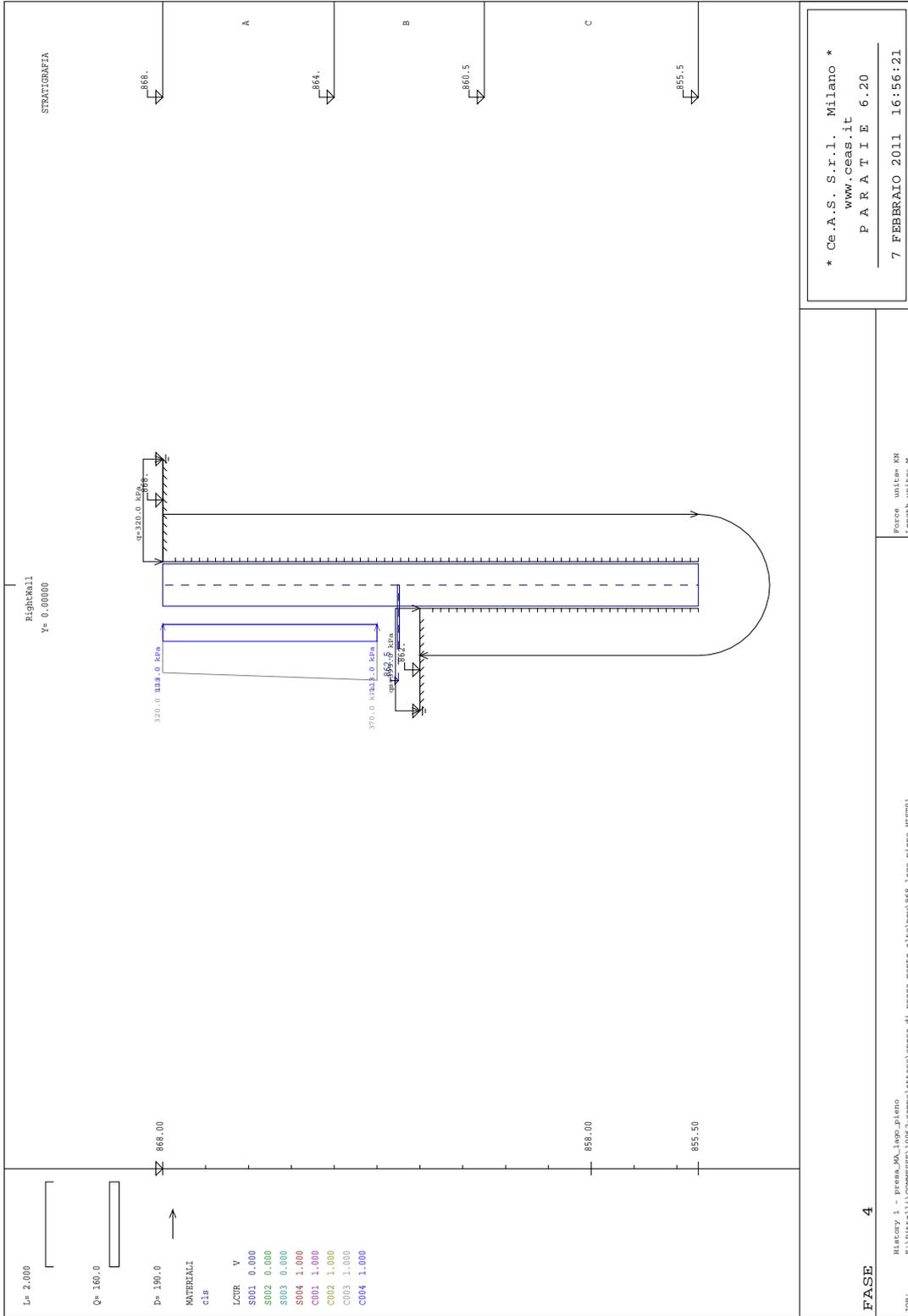


\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
www.ceas.it  
P A R T I E 6.20  
7 FEBBRAIO 2011 16:56:21

**FASE 2**

Force unit= KN  
Length unit= M  
History 1 - Pressa\_Ma\_lapp\_pieno  
E:\Pittella\COMPRER\10062-compolattaro\opera di pressa monte alto\ma\868\_lapp\_pieno\_HIST01





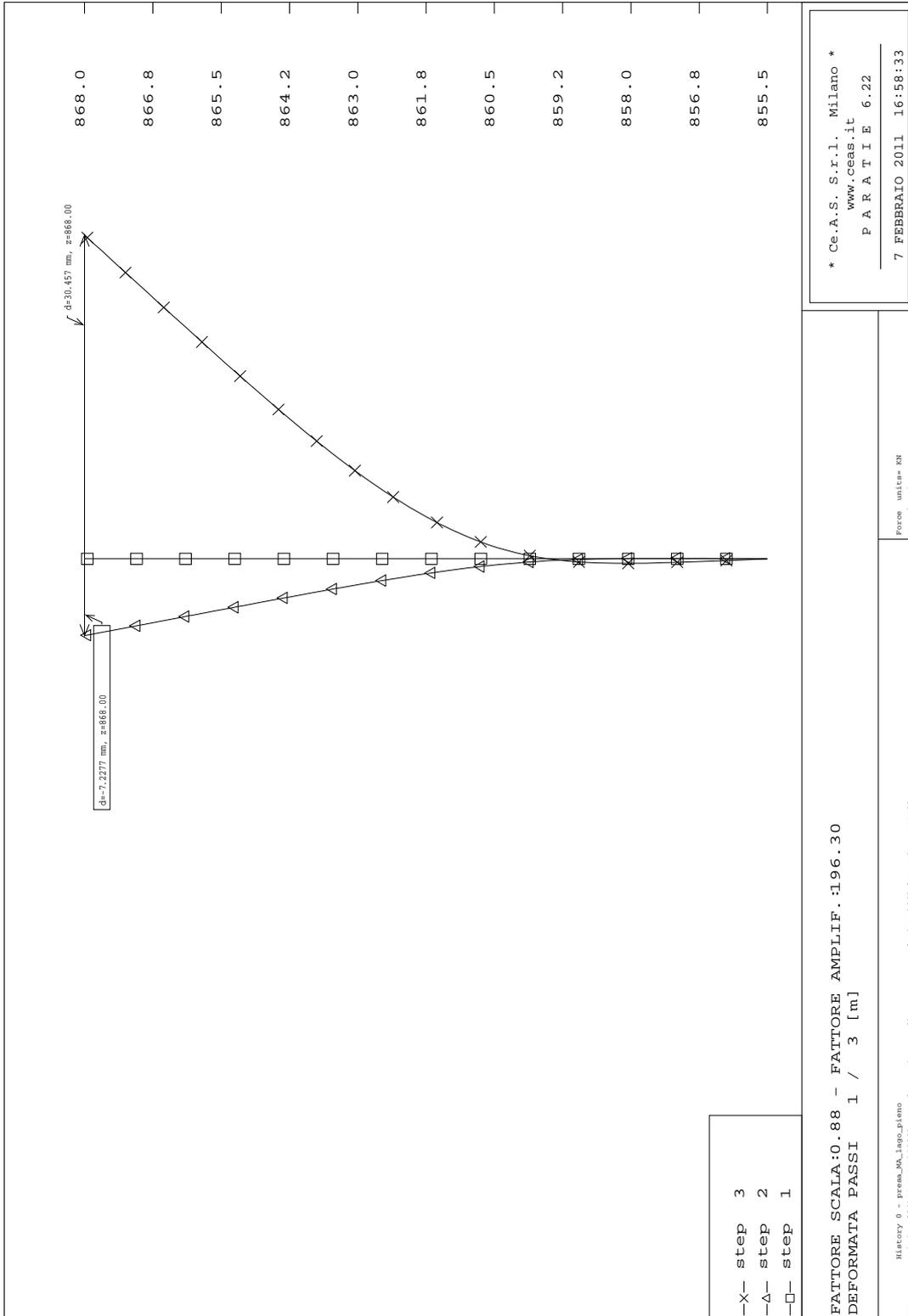
\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
www.ceas.it  
P A R T I E 6.20  
7 FEBBRAIO 2011 16:56:21

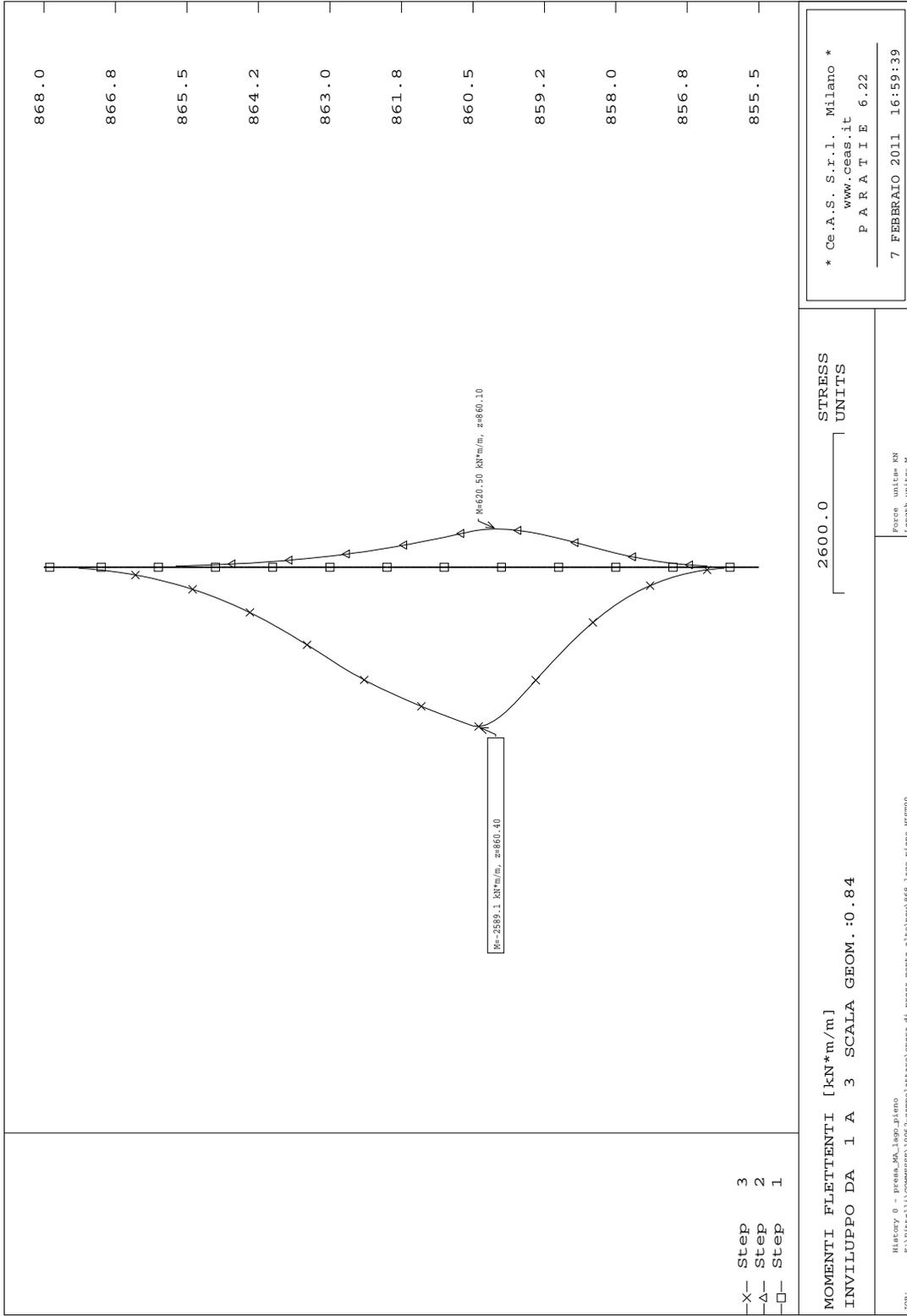
**FASE 4**

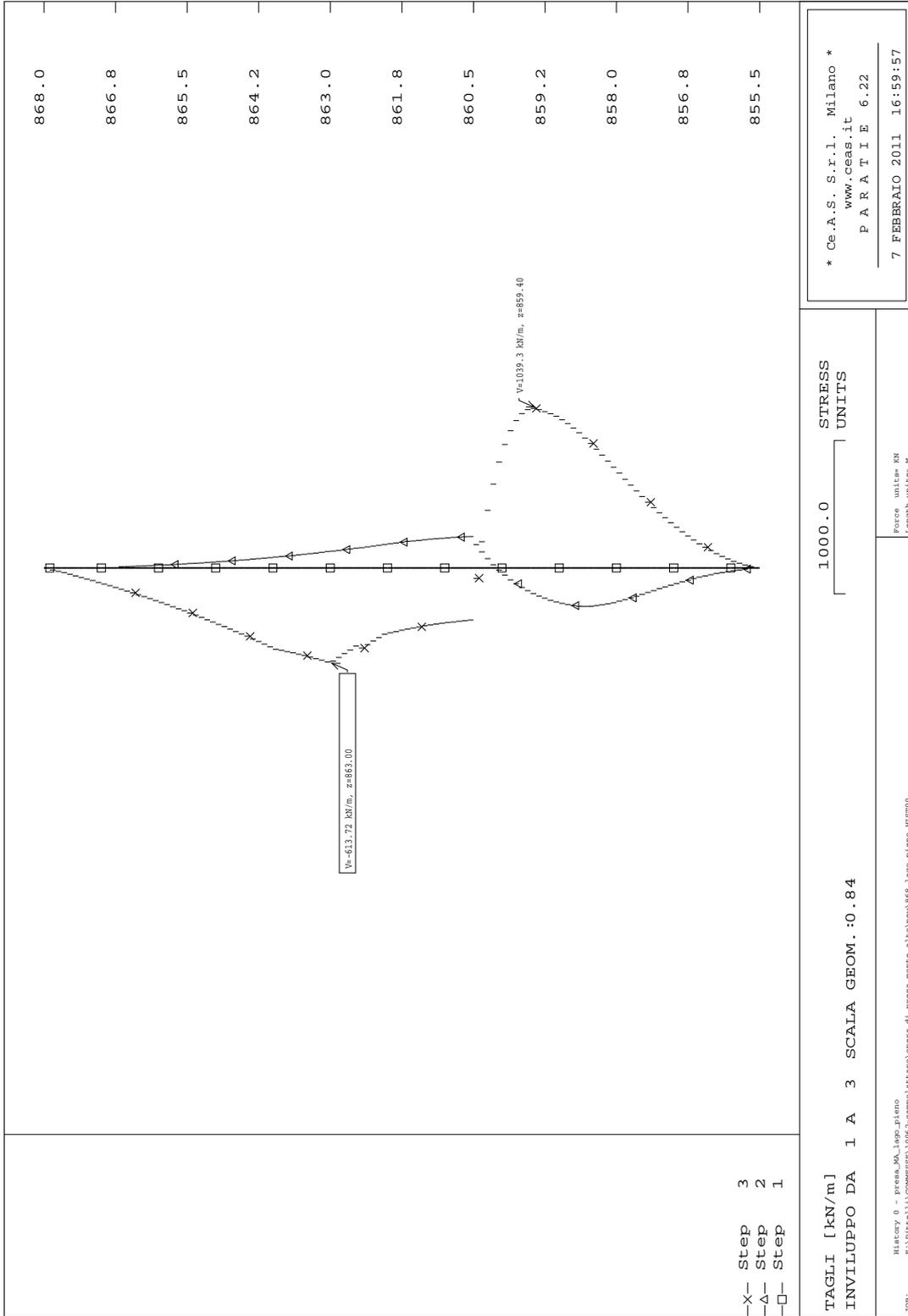
History 1 - Pressa\_Ma\_lapp\_pieno  
E:\Pittella\COMPRER\10062-compolattaro\opera di pressa monte alto\ma\868\_lapp\_pieno\_HIST01

Force units= KN  
Length units= M

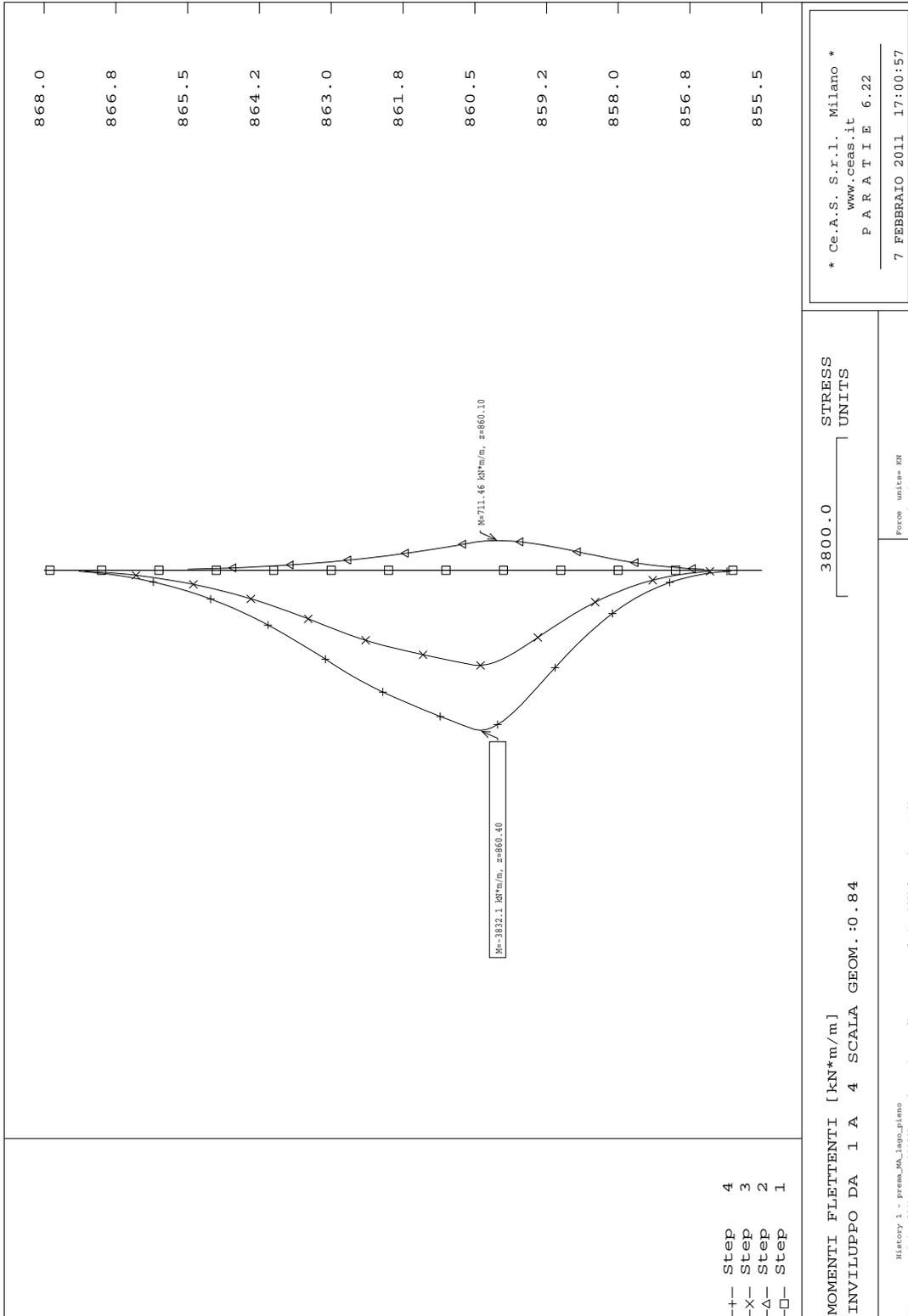
**4.2.2.1 Risultati SLE (e per analisi SLU A1+M1+R1)**

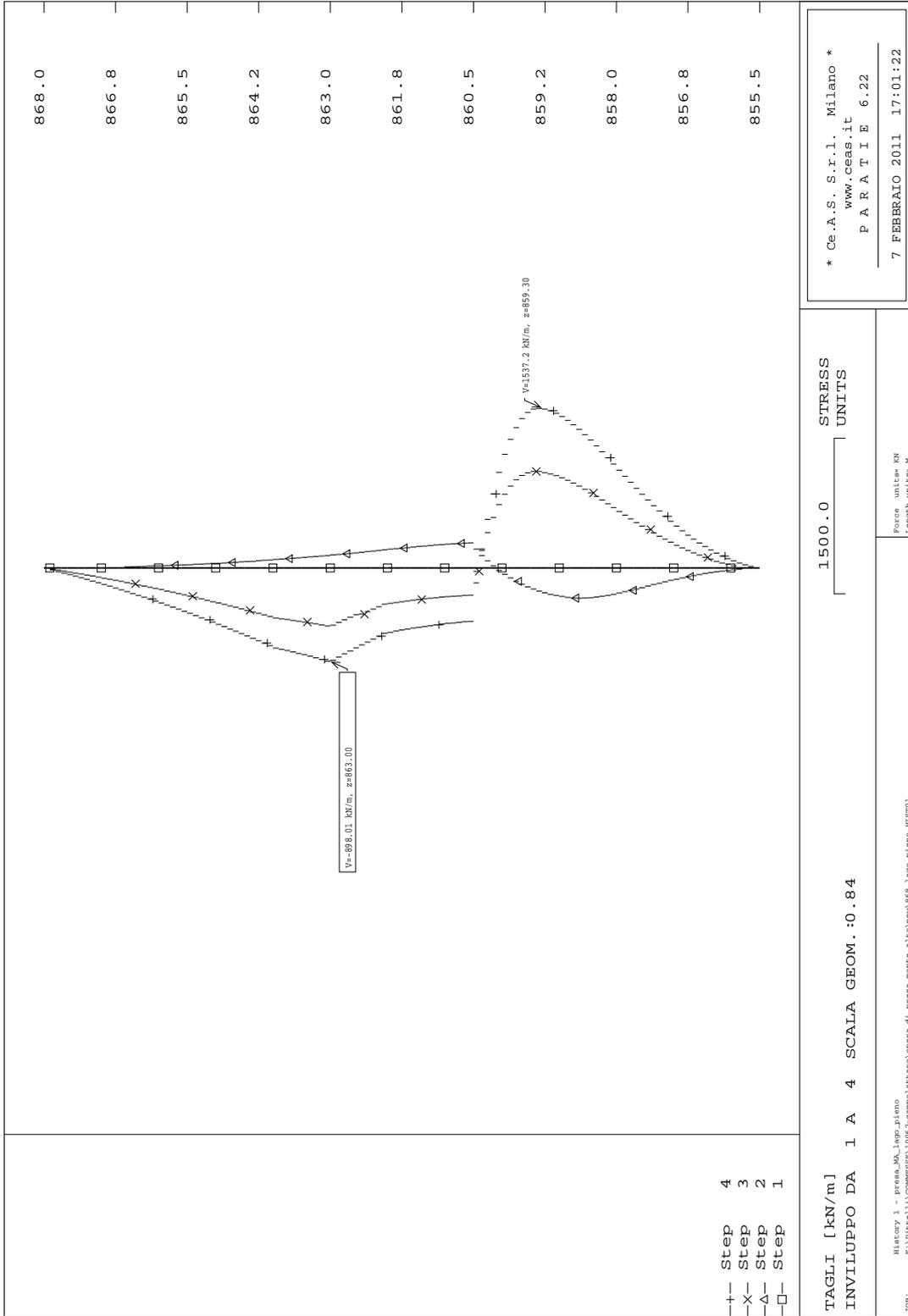






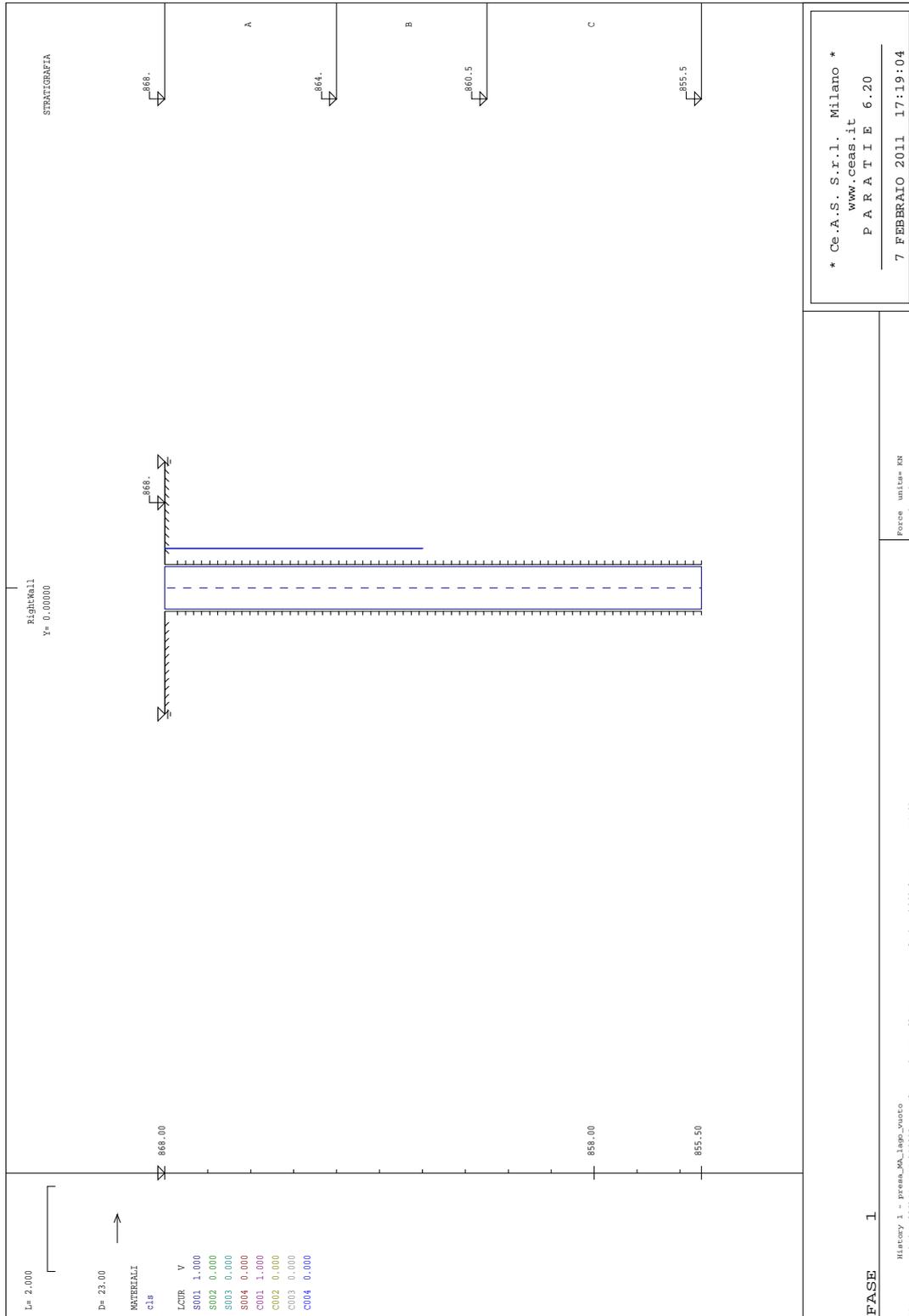
**4.2.2.2 Risultati SLU (per analisi A2+M2+R2)**

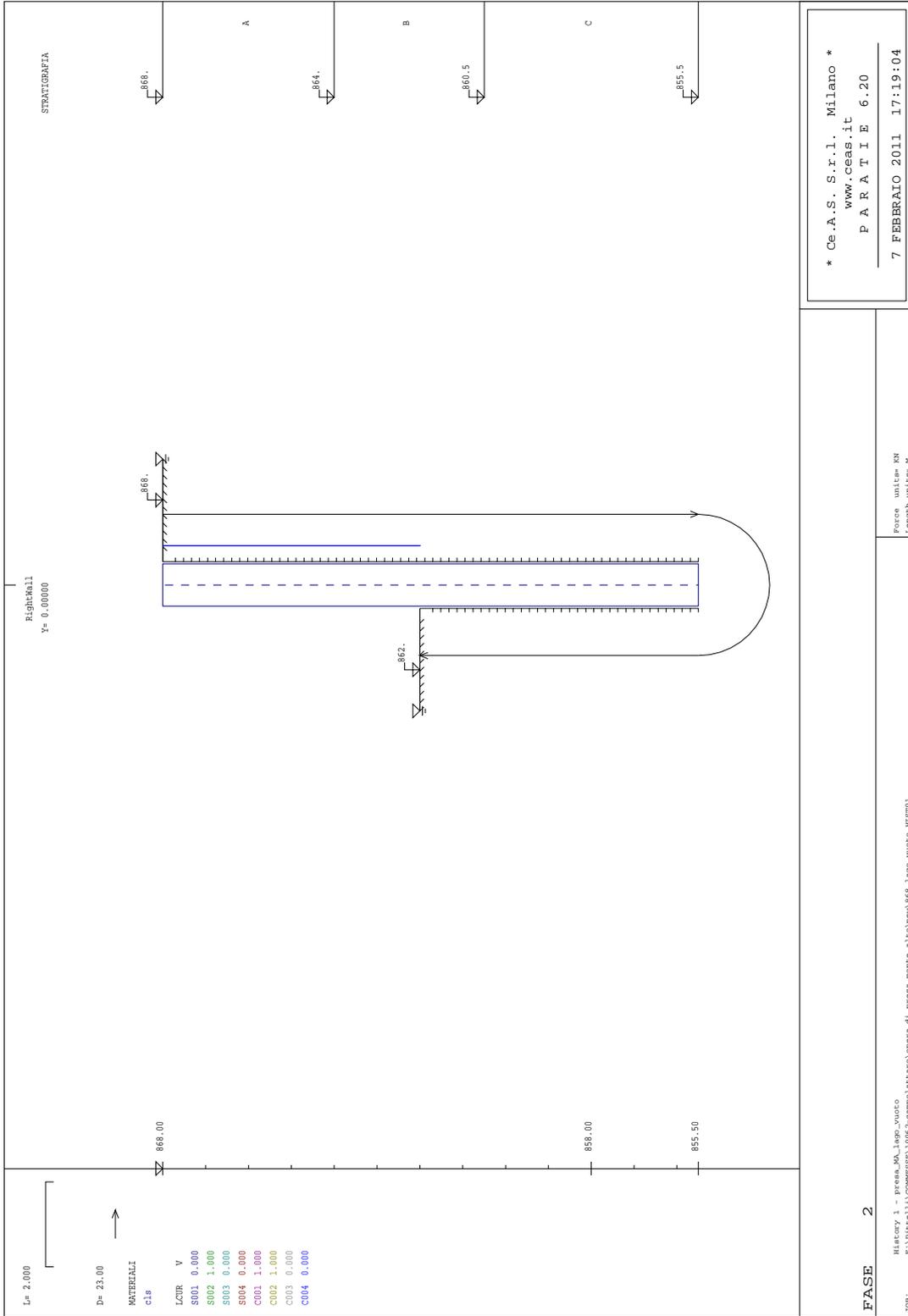




### 4.2.3 Opera di presa di Monte Alto – ipotesi di lago basso

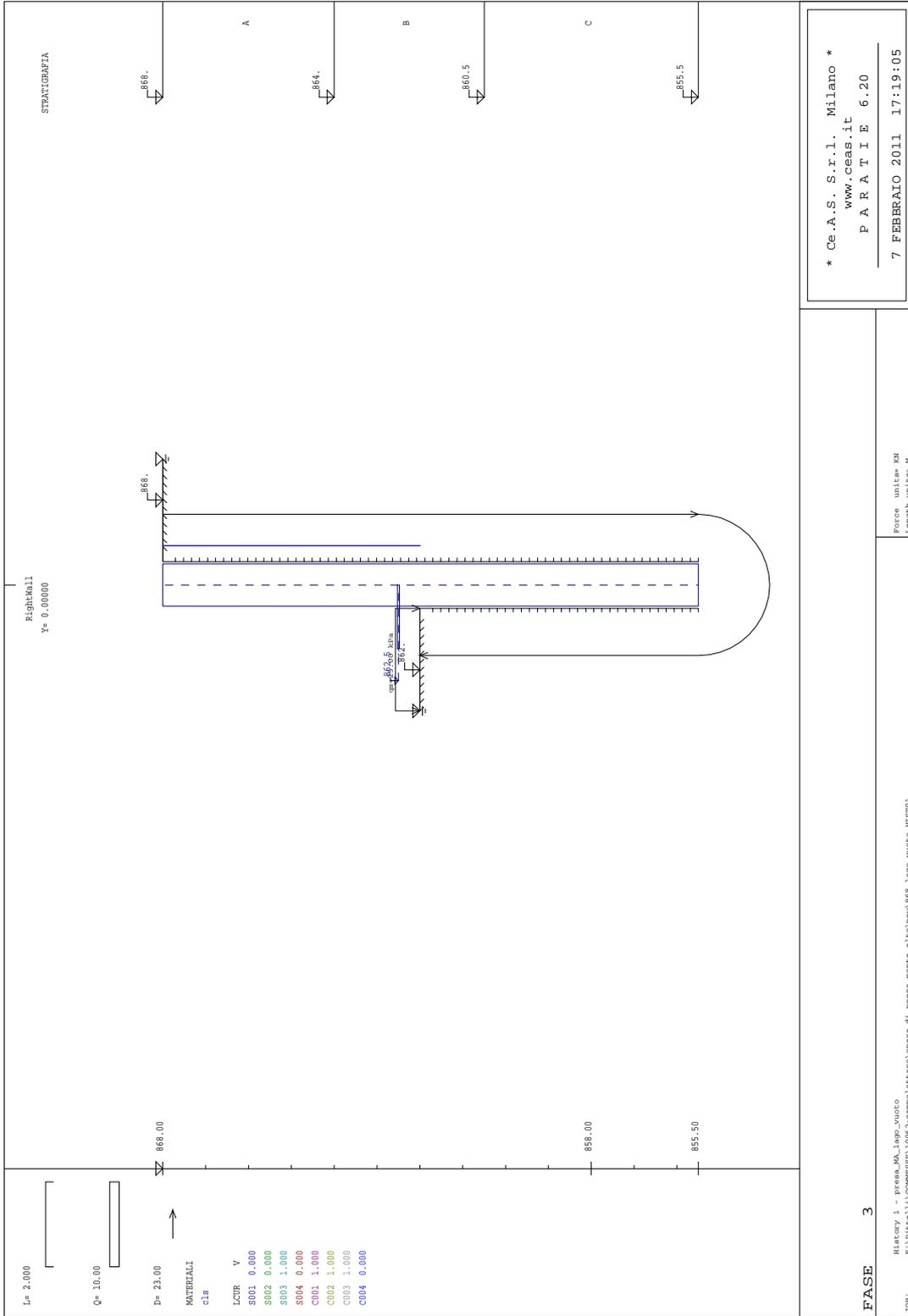
Nelle seguenti figure si rappresentano le differenti fasi di scavo.





\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
www.ceas.it  
P A R T I E 6.20  
7 FEBBRAIO 2011 17:19:04

Force unit= KN  
Length unit= M



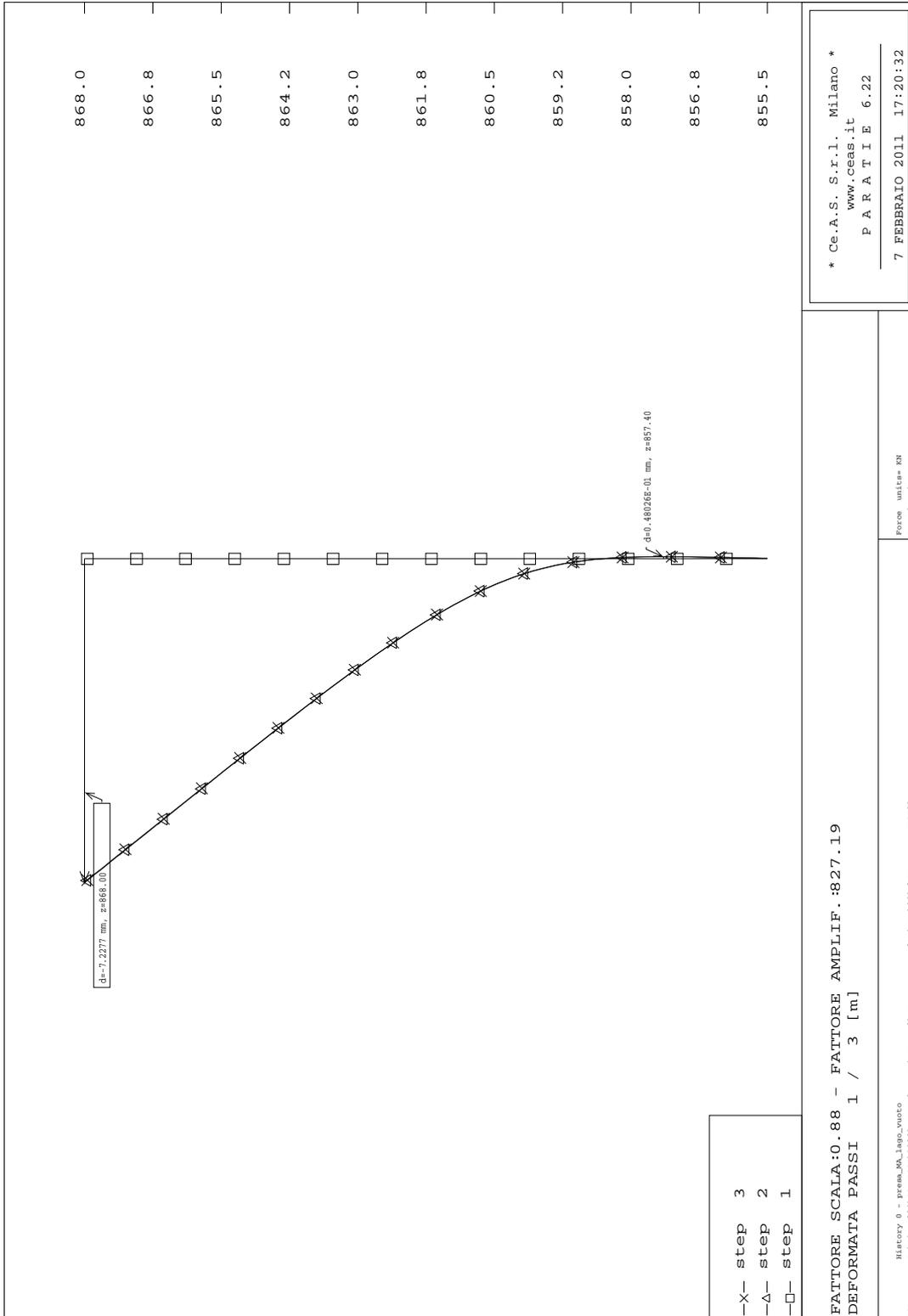
\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 P A R T I E 6.20  
 7 FEBBRAIO 2011 17:19:05

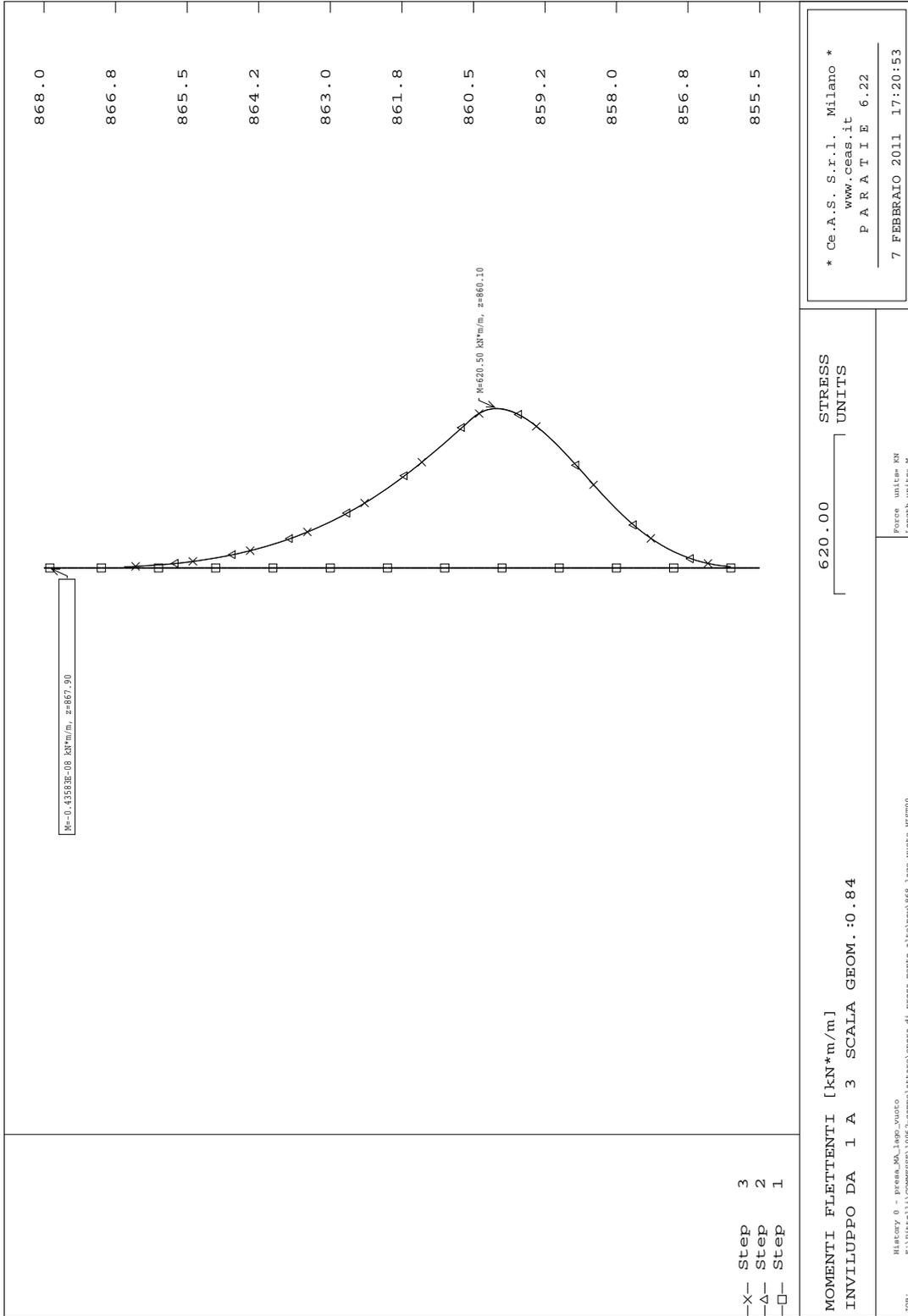
**FASE 3**

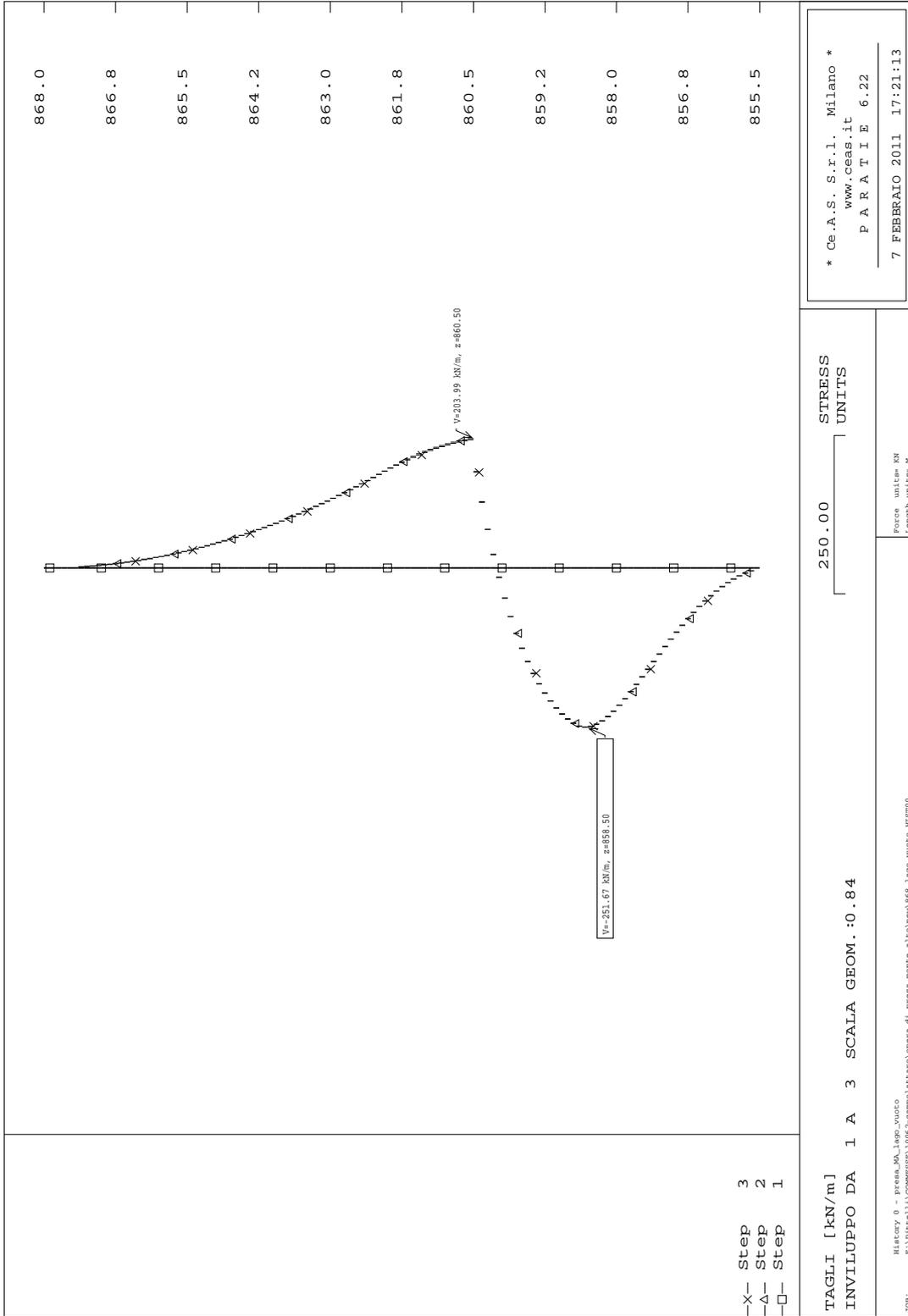
History 1 - Pressa\_Ma\_lapp\_yuuto  
 E:\Pittella\COMPRER\10062-compolattaro\opera di pressa monte alto\ma\lapp\_yuuto\_HIST01



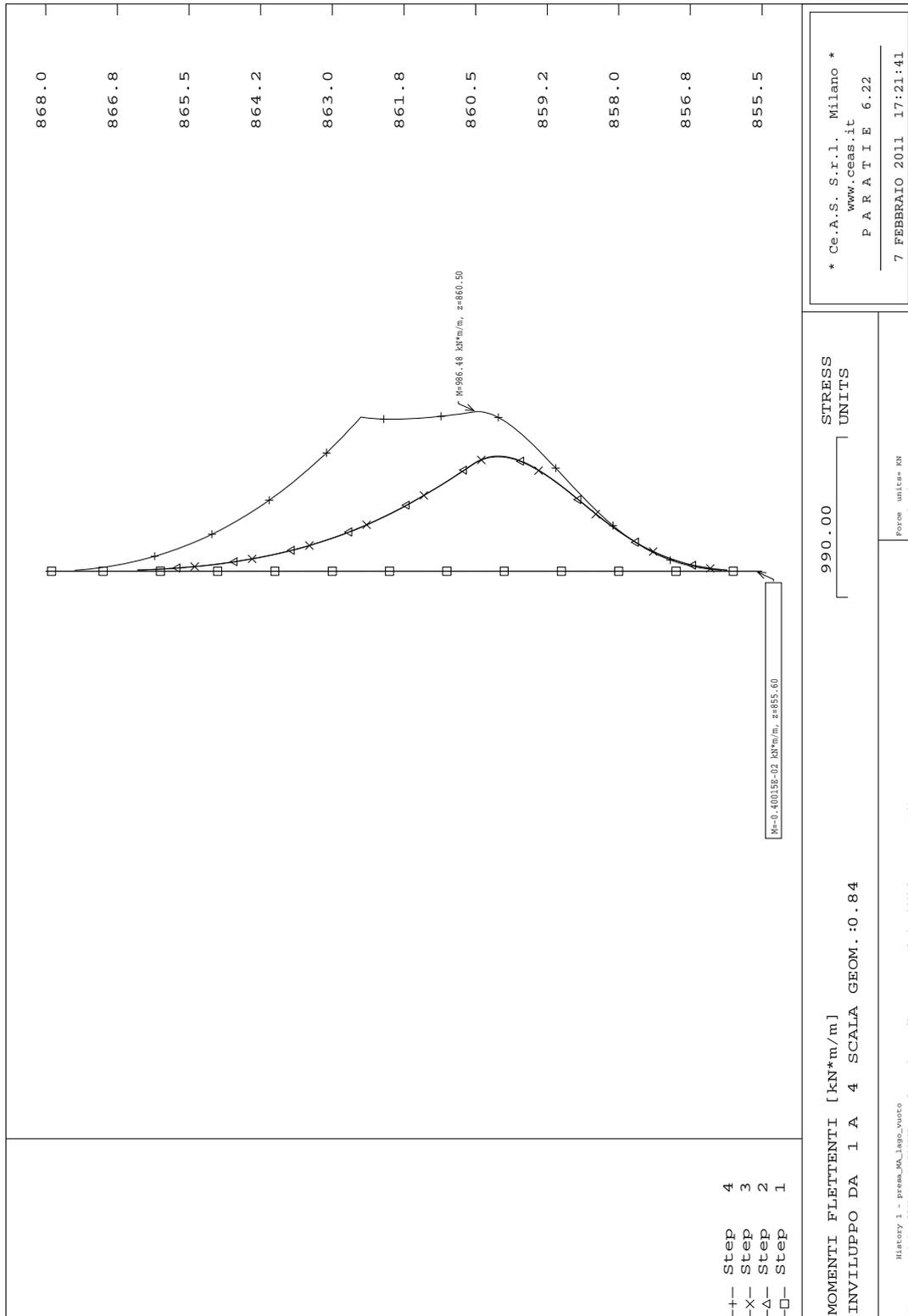
**4.2.3.1 Risultati SLE (e per analisi SLU A1+M1+R1)**

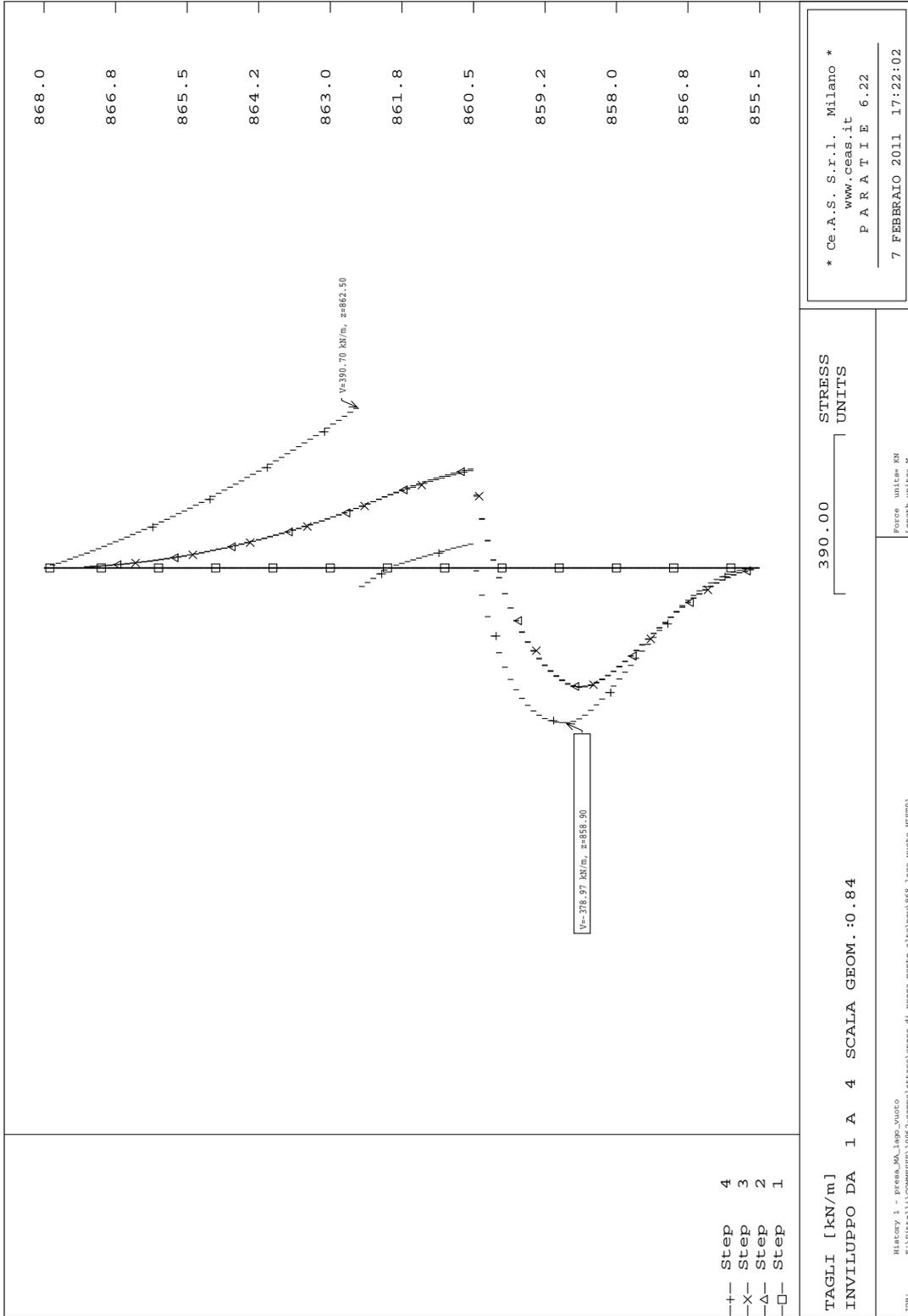






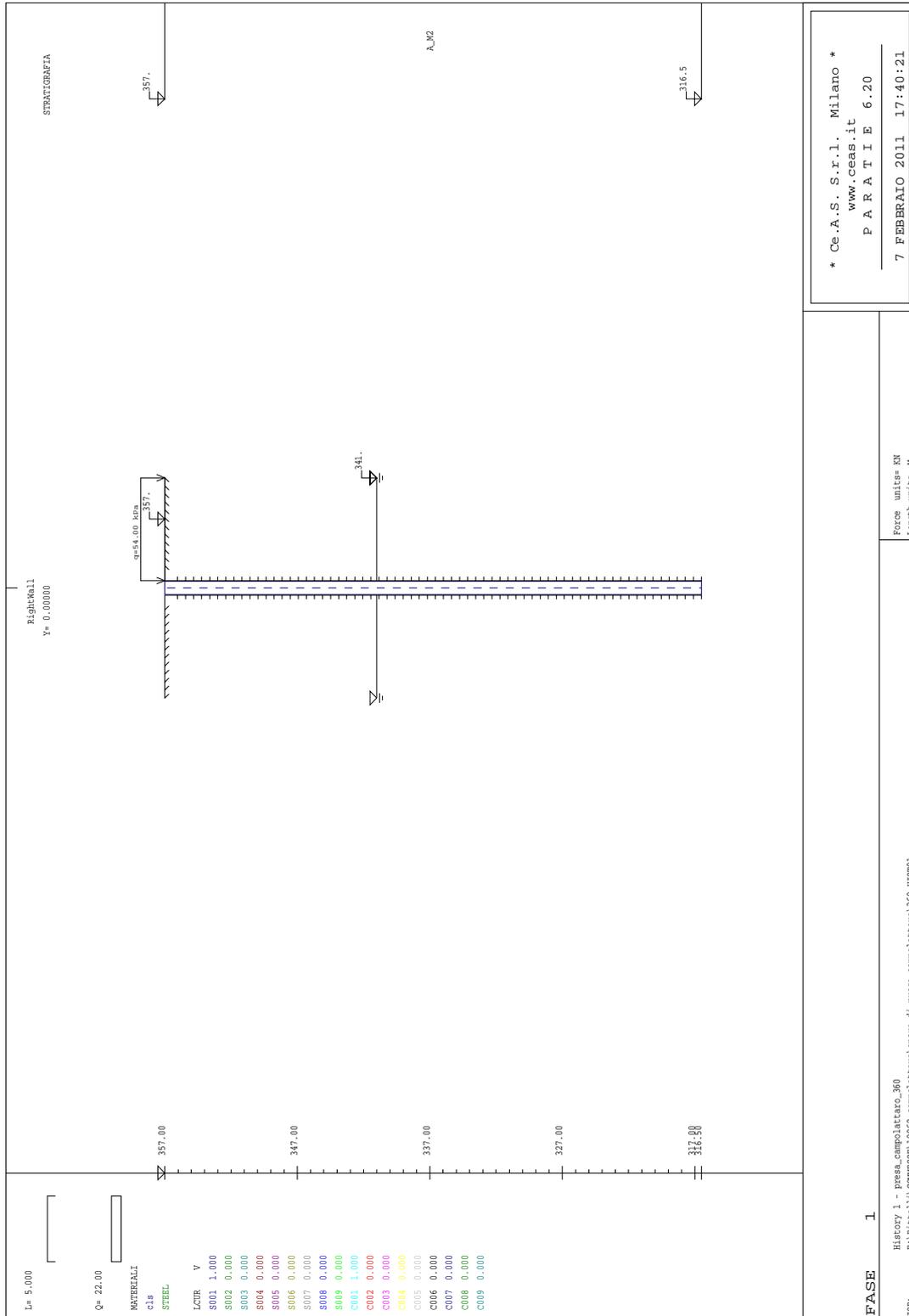
**4.2.3.2 Risultati SLU (per analisi A2+M2+R2)**





### 4.2.4 Opera di presa di Campolattaro

Nelle seguenti figure si rappresentano le differenti fasi di scavo.

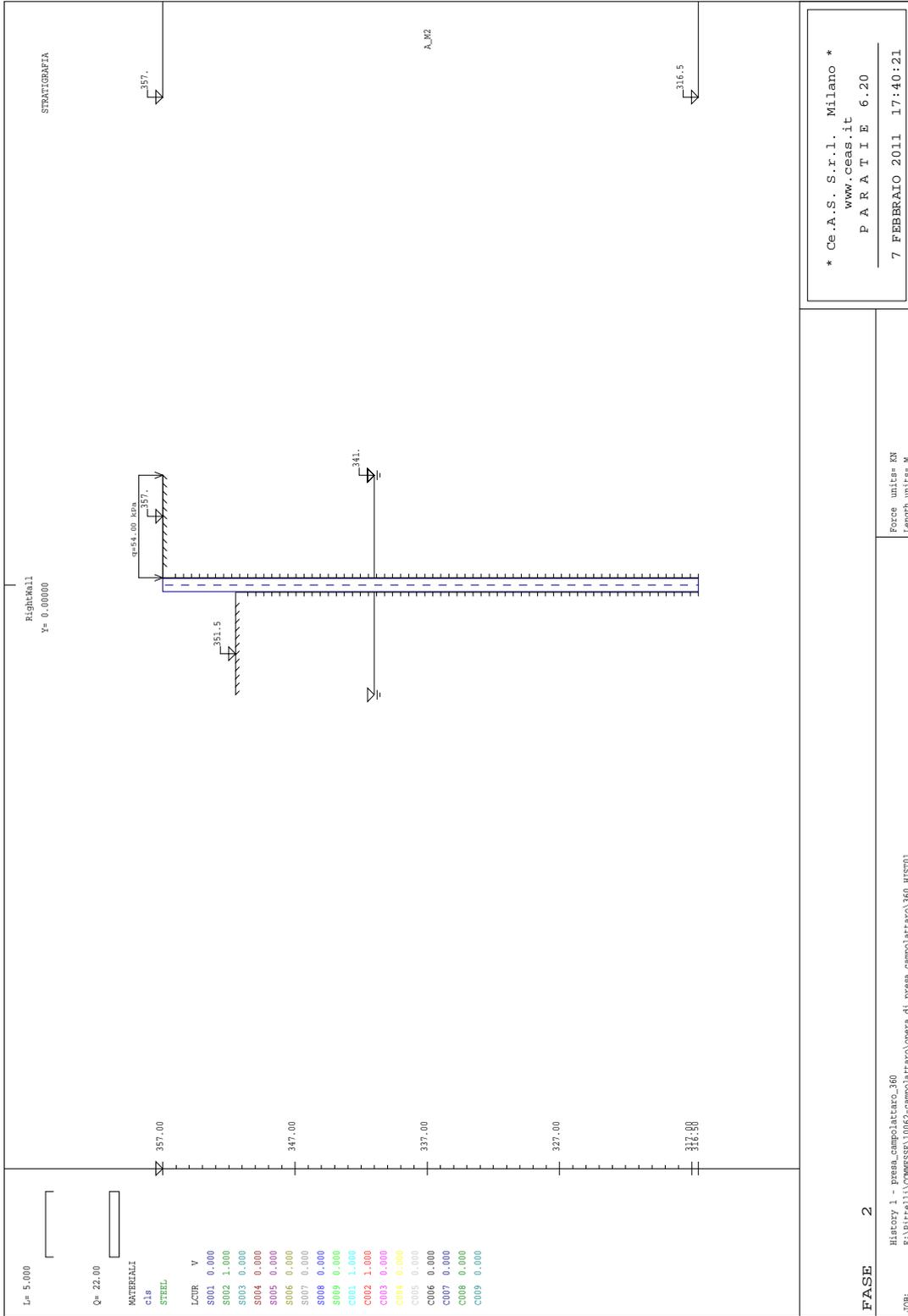


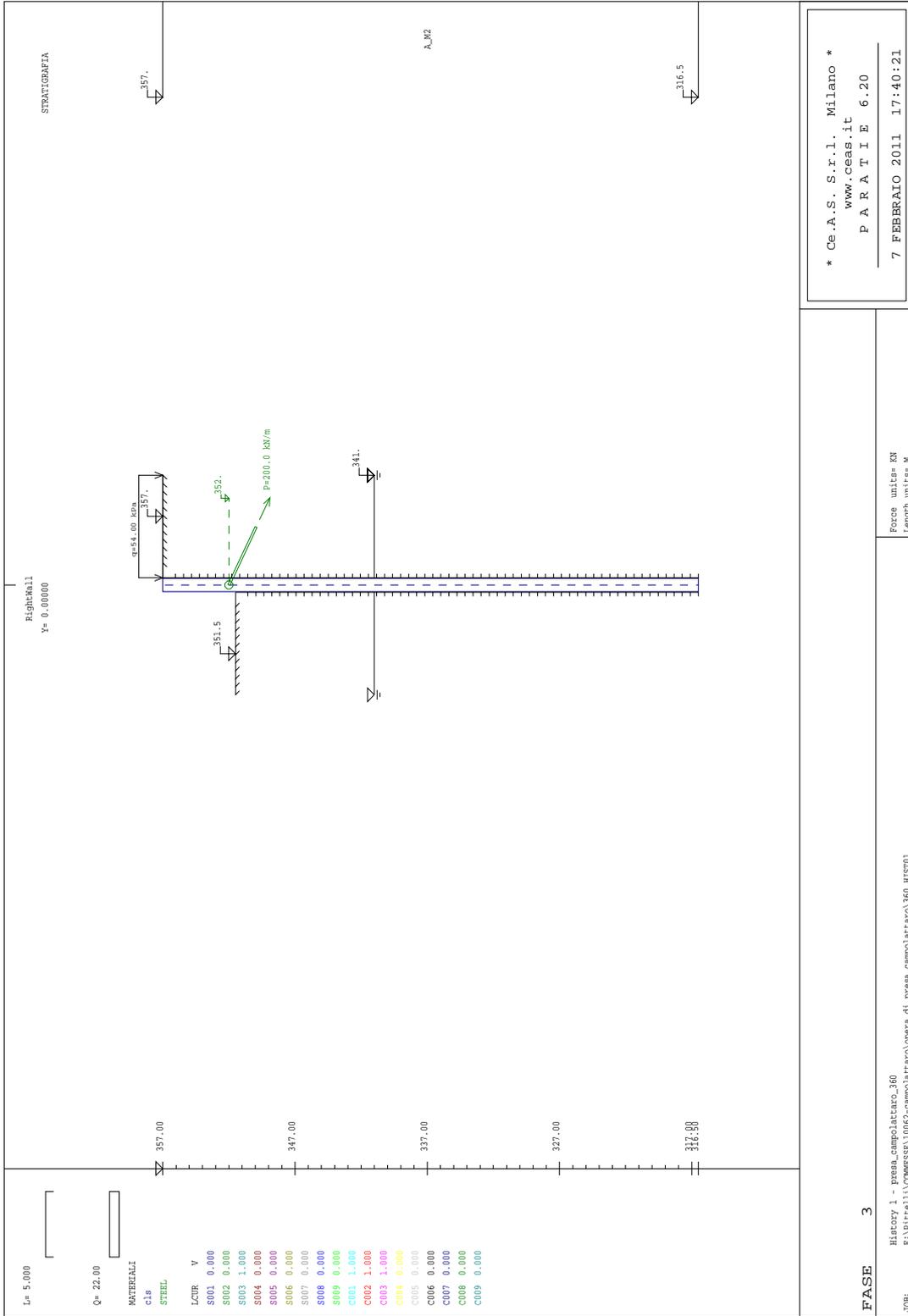
\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
www.ceas.it  
P A R A T I E 6.20  
7 FEBBRAIO 2011 17:40:21

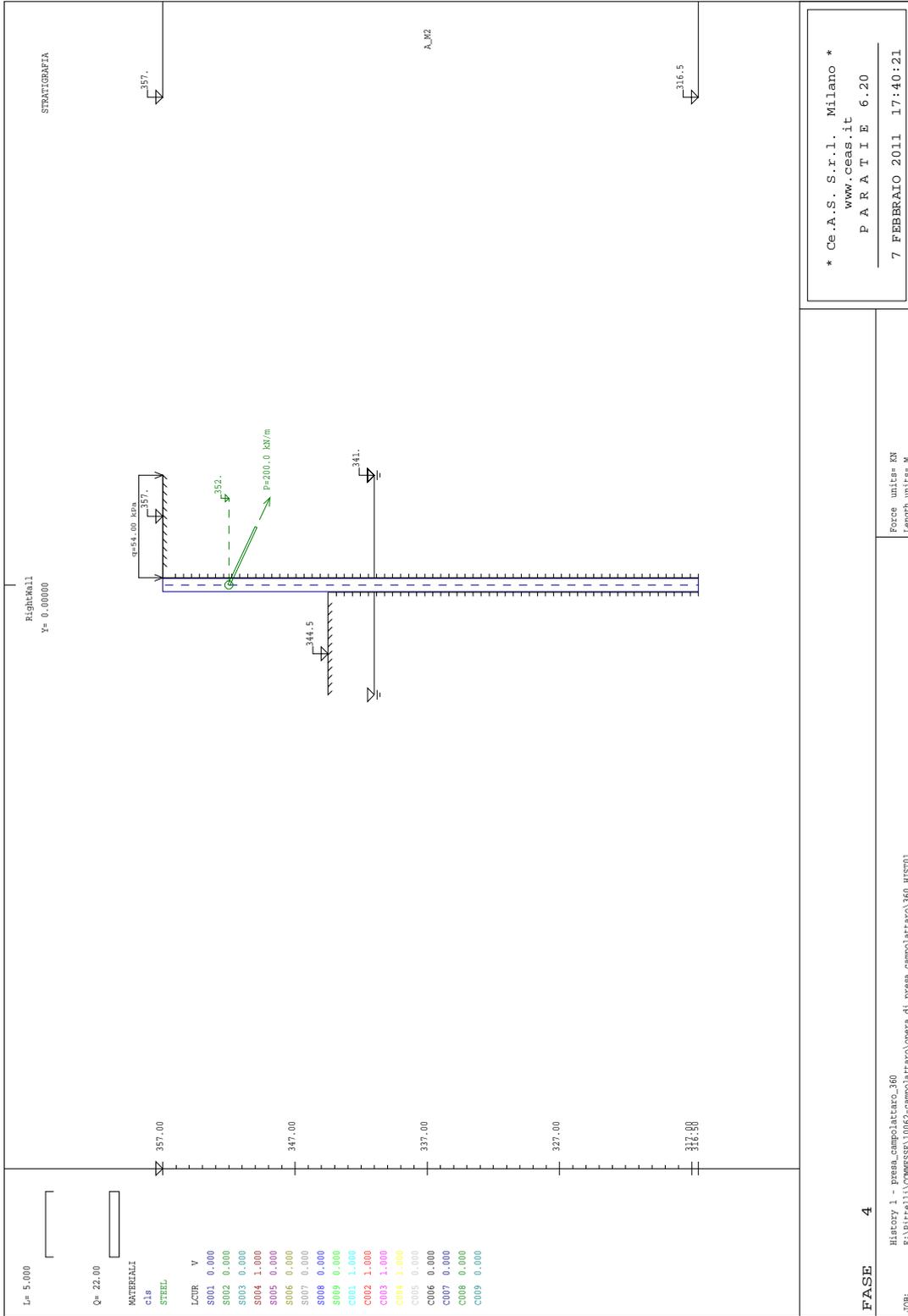
FASE 1

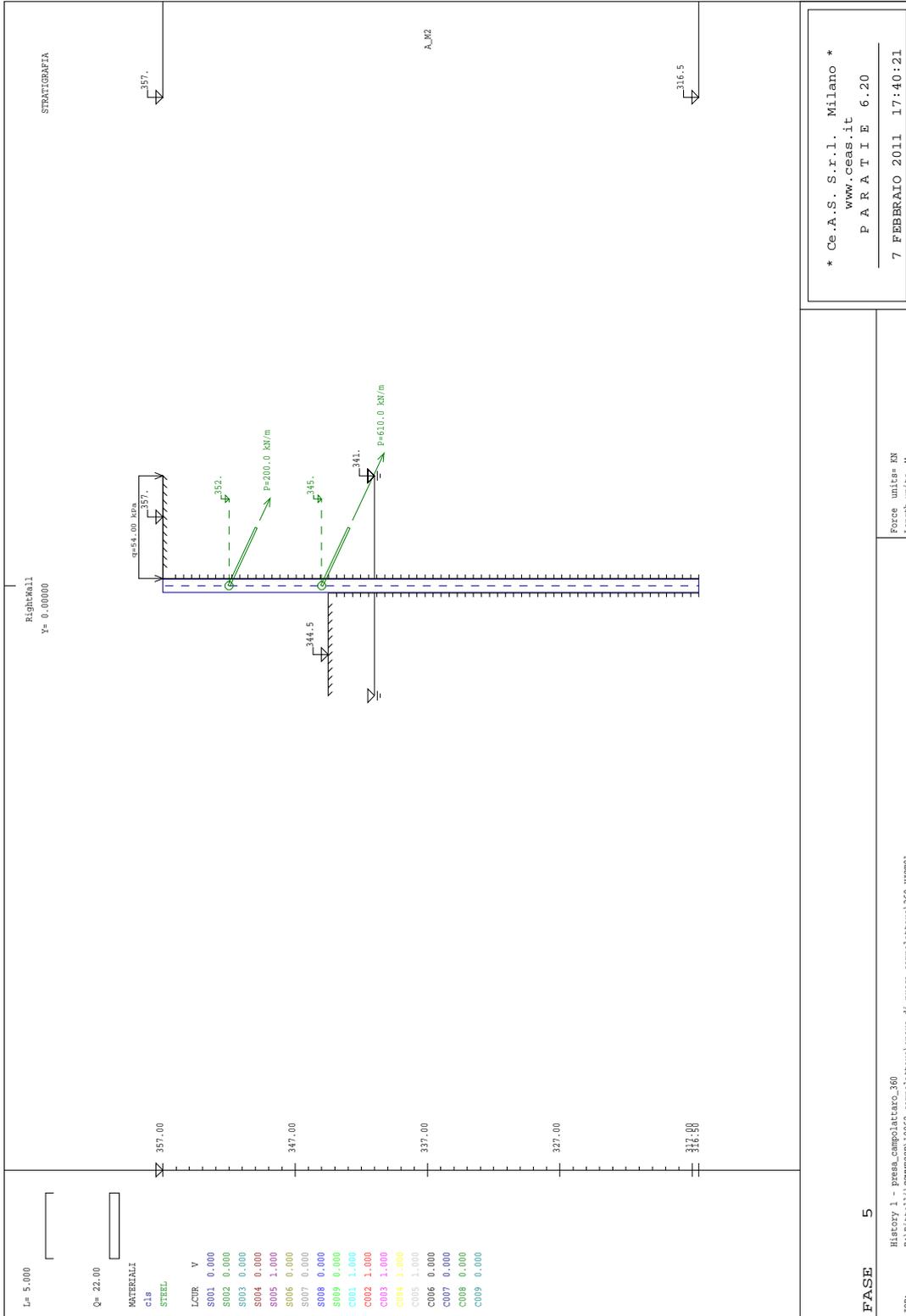
History 1 - presa\_campolattaro\_360  
E:\Pittelli\COMMISSI\10062-campolattaro\opera di presa\_campolattaro\360\_JHST01

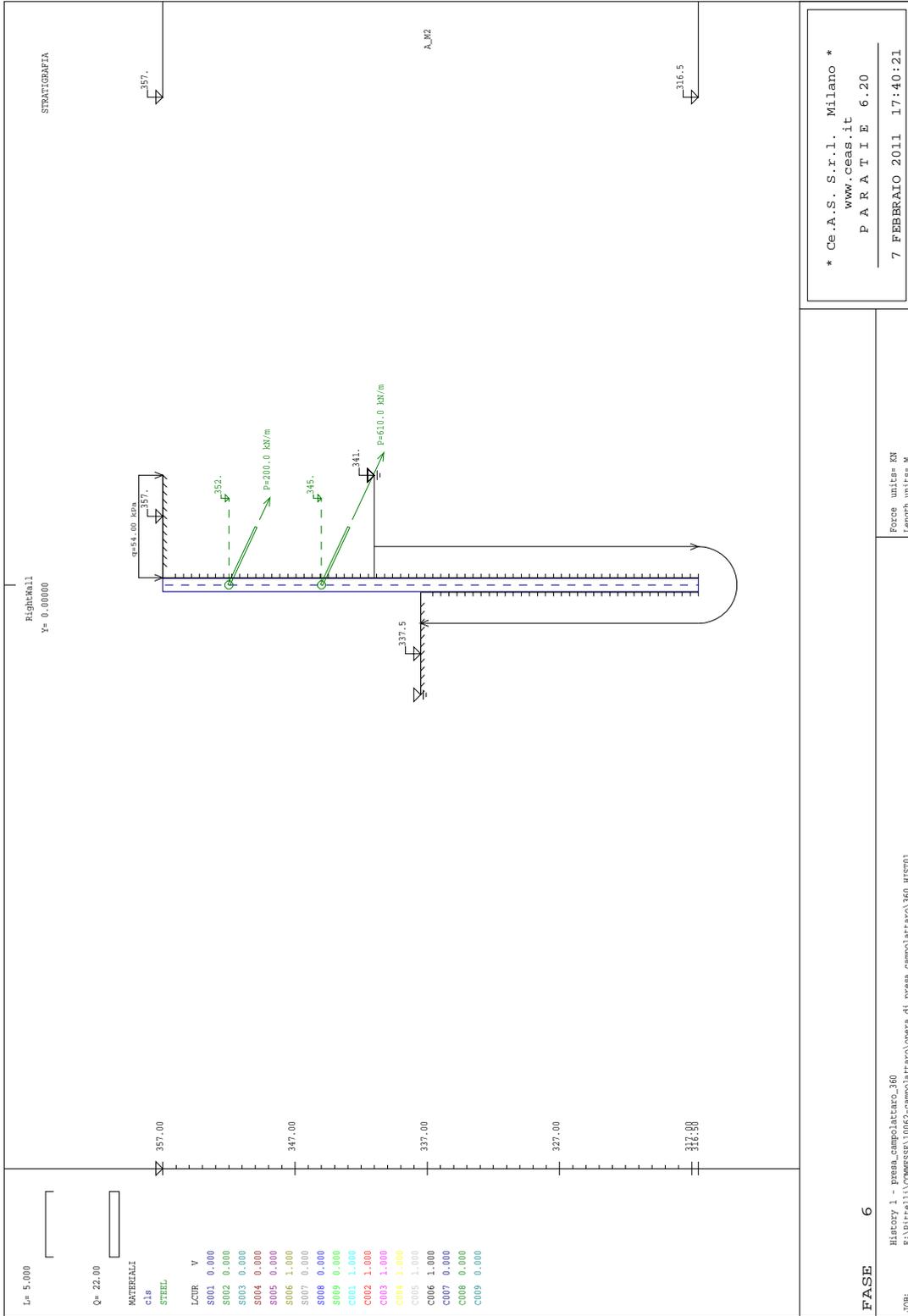
Force units= KN  
Length units= M

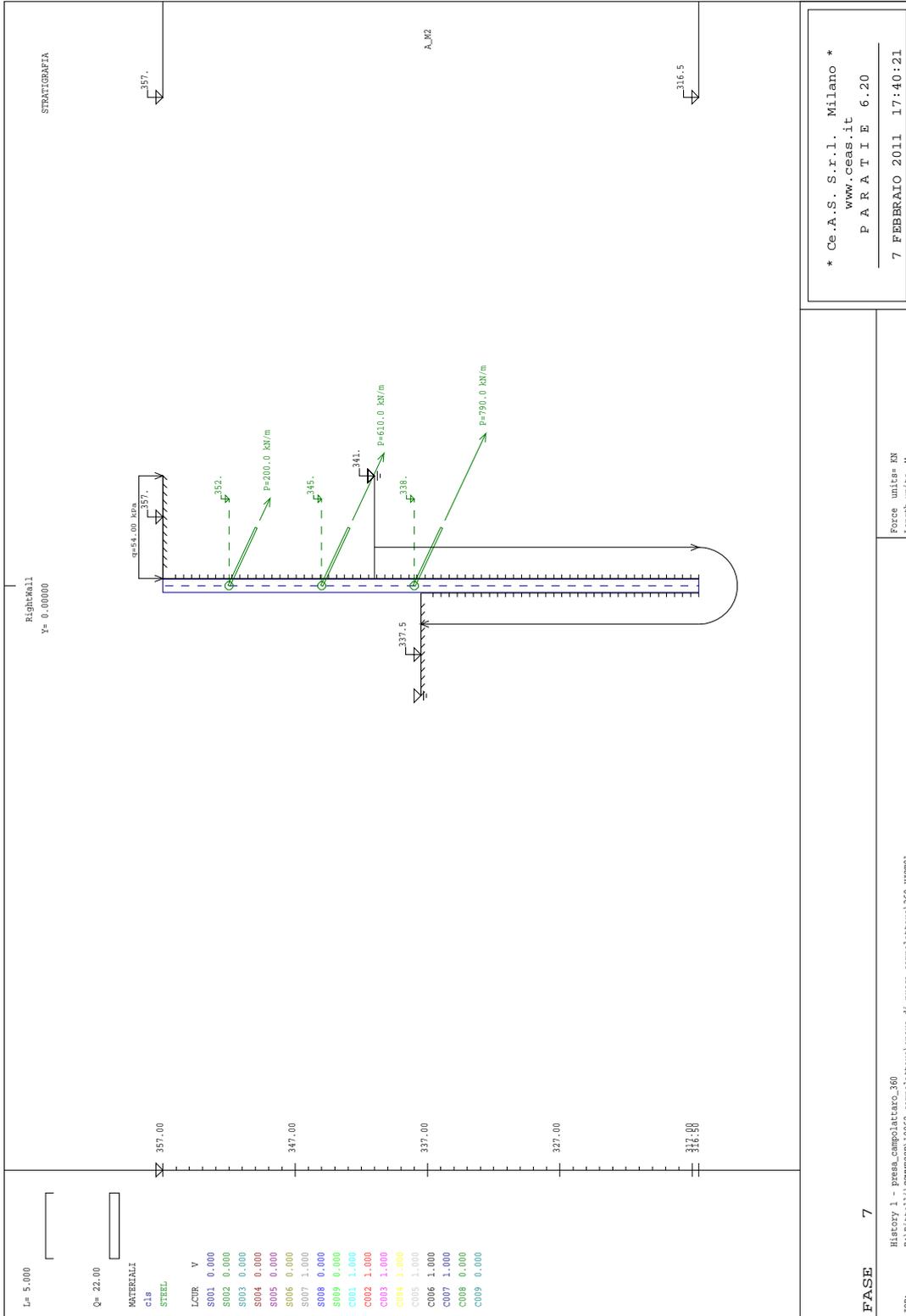




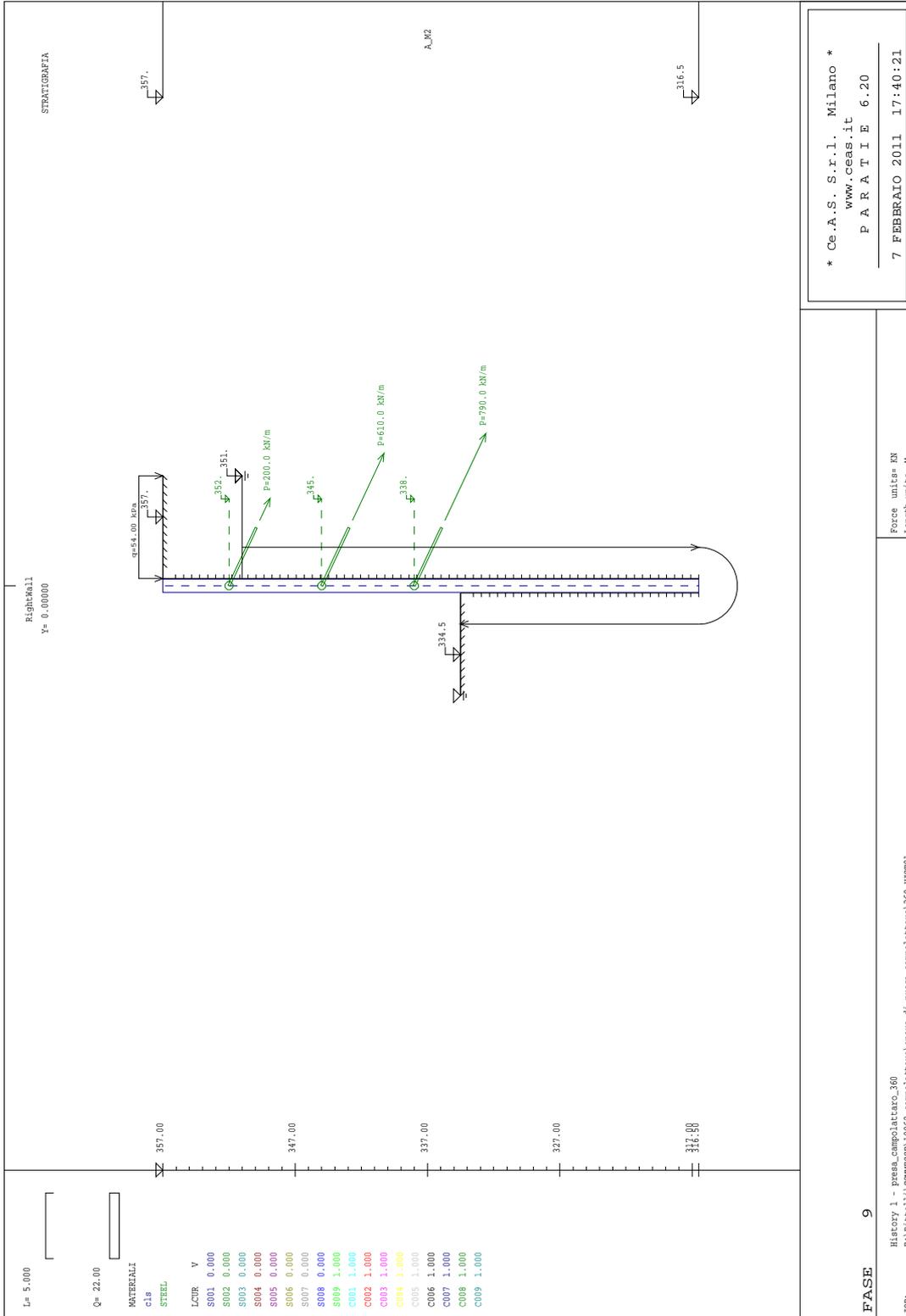




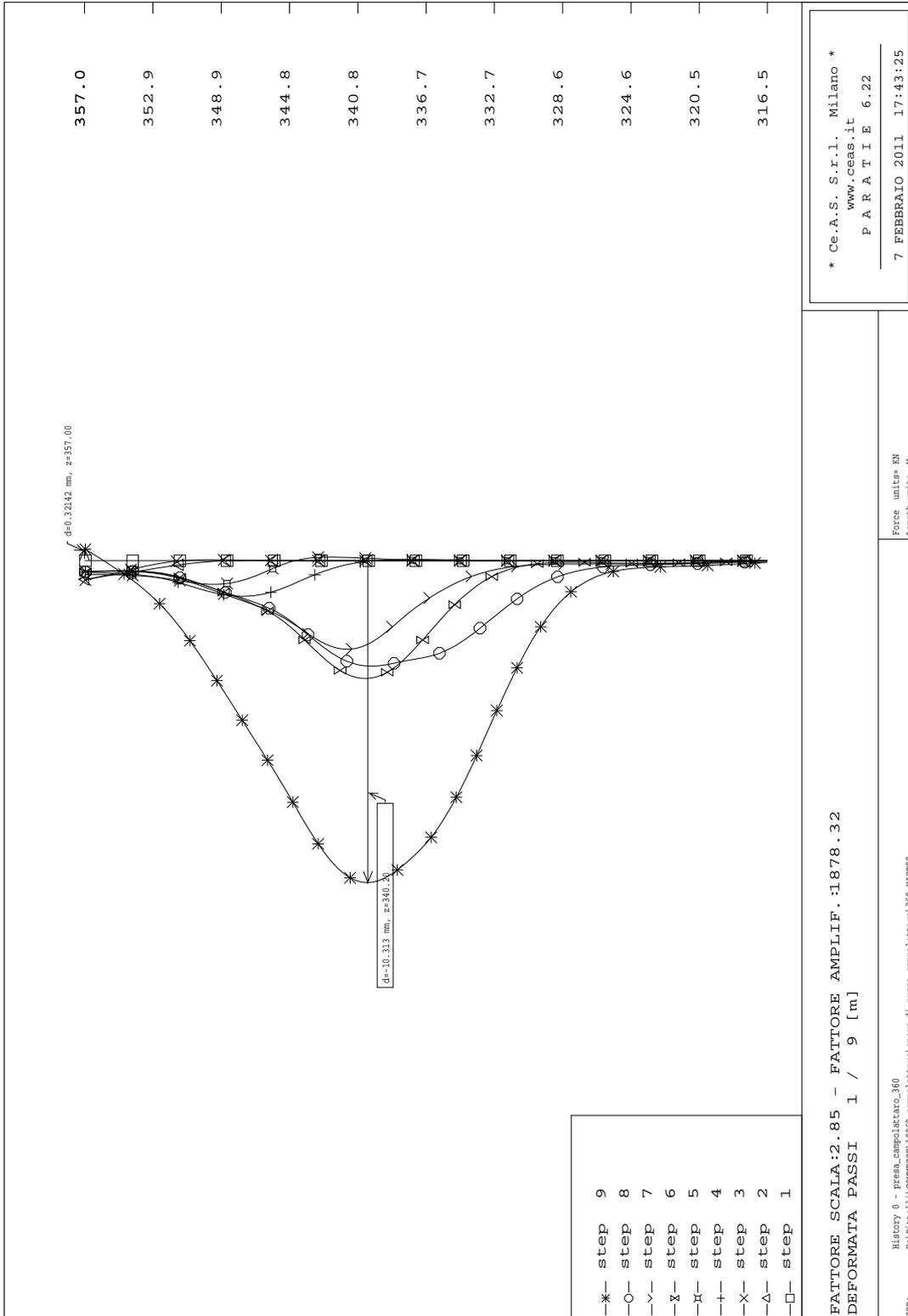


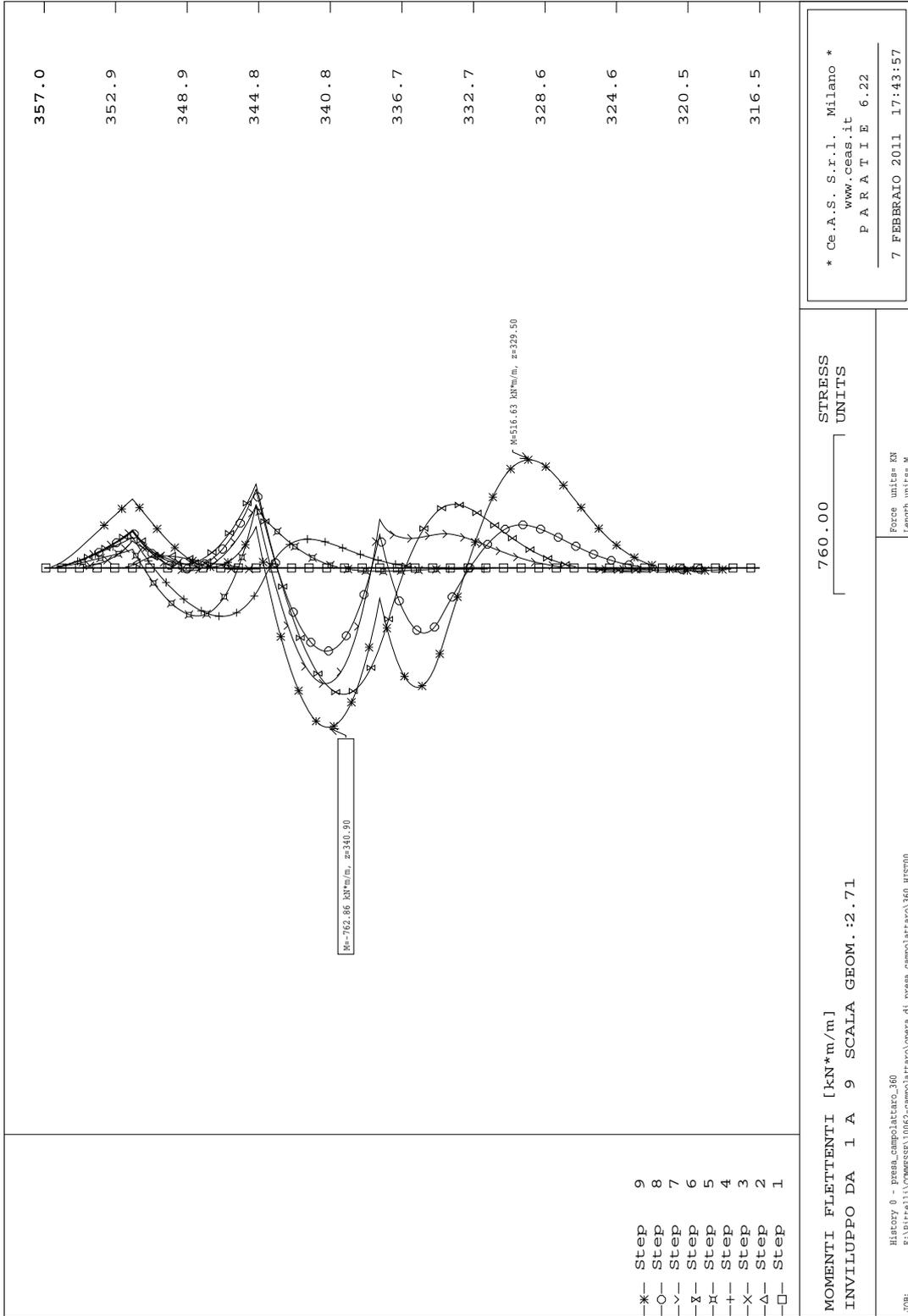


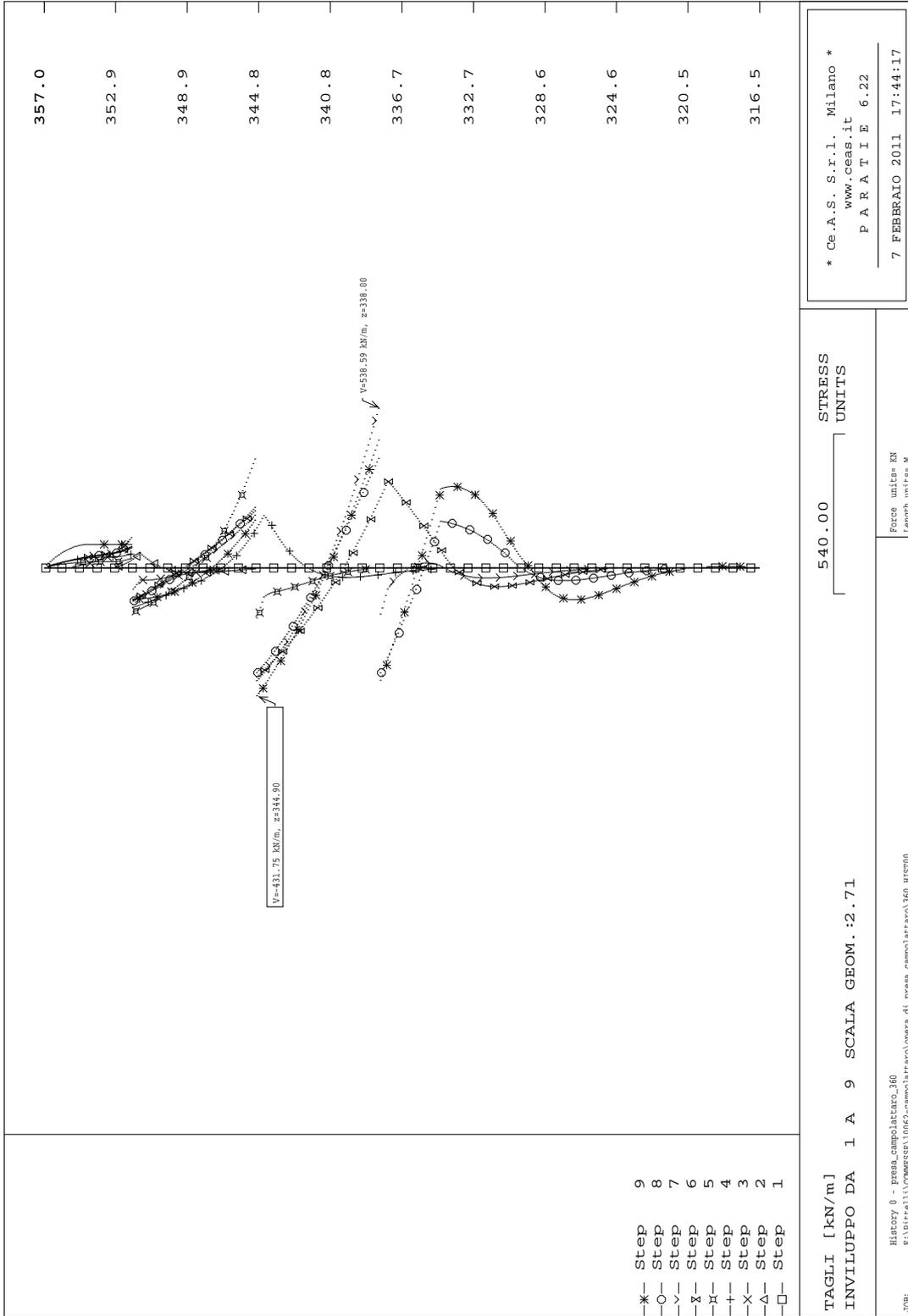


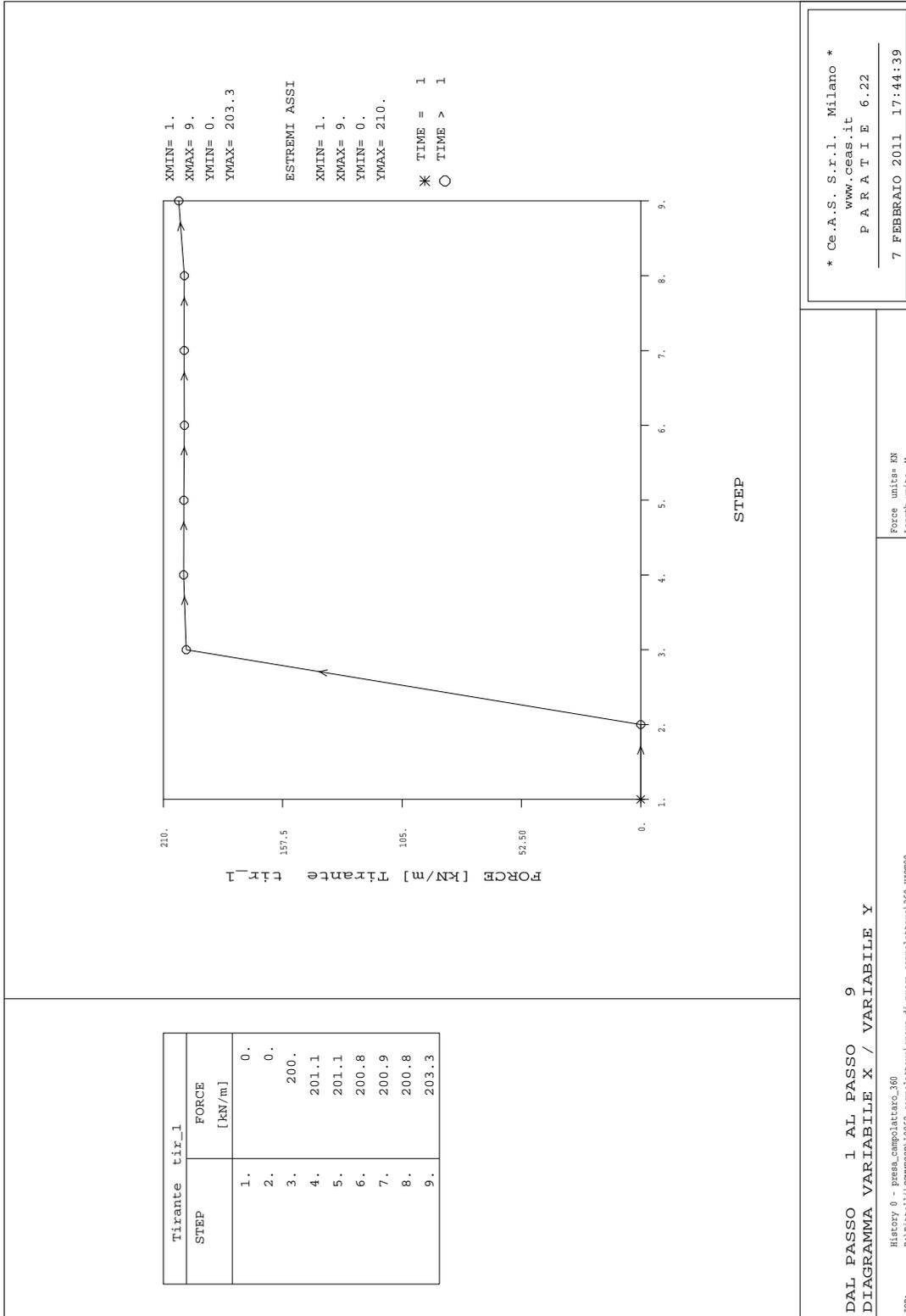


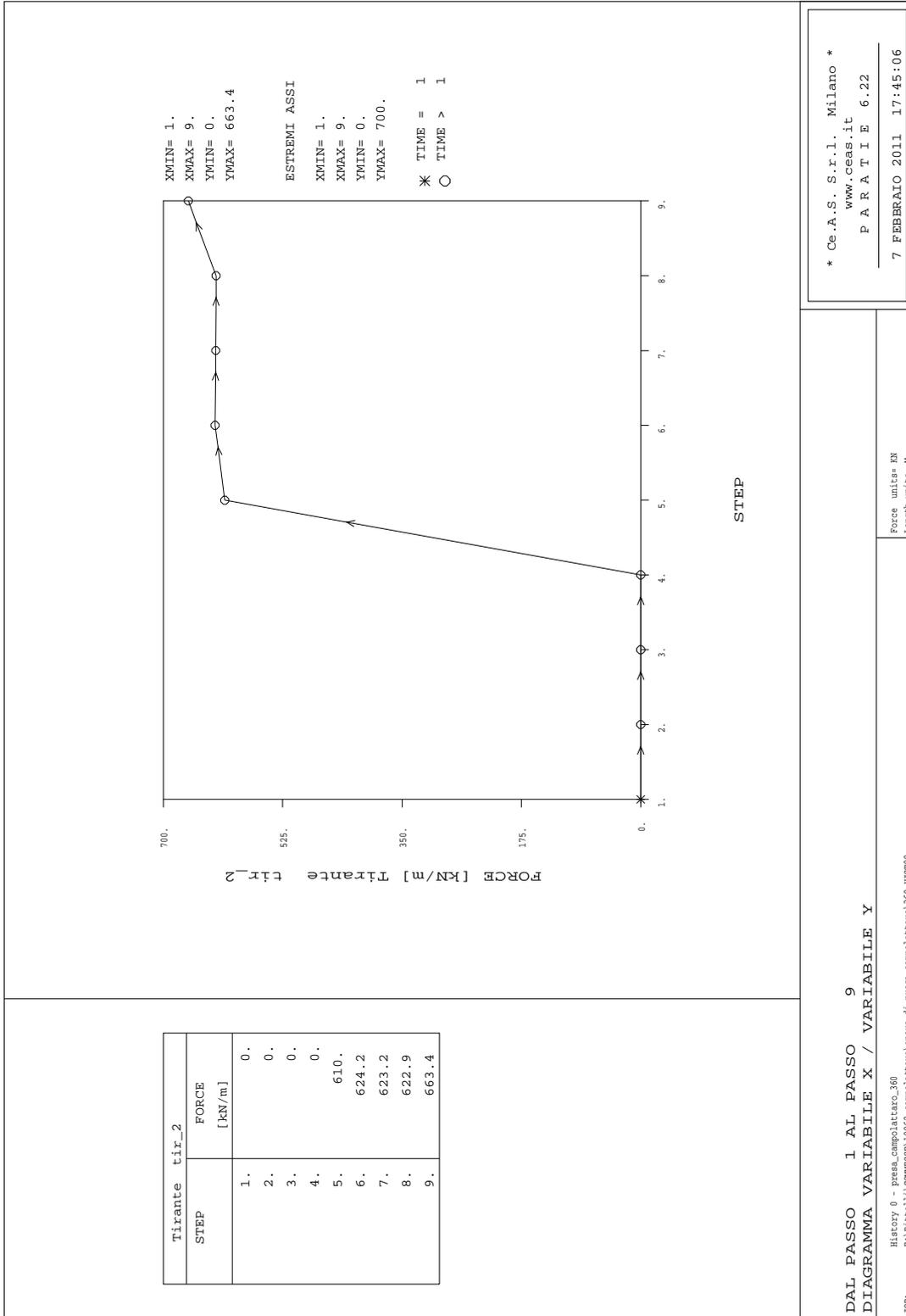
**4.2.4.1 Risultati SLE (e per analisi SLU A1+M1+R1)**

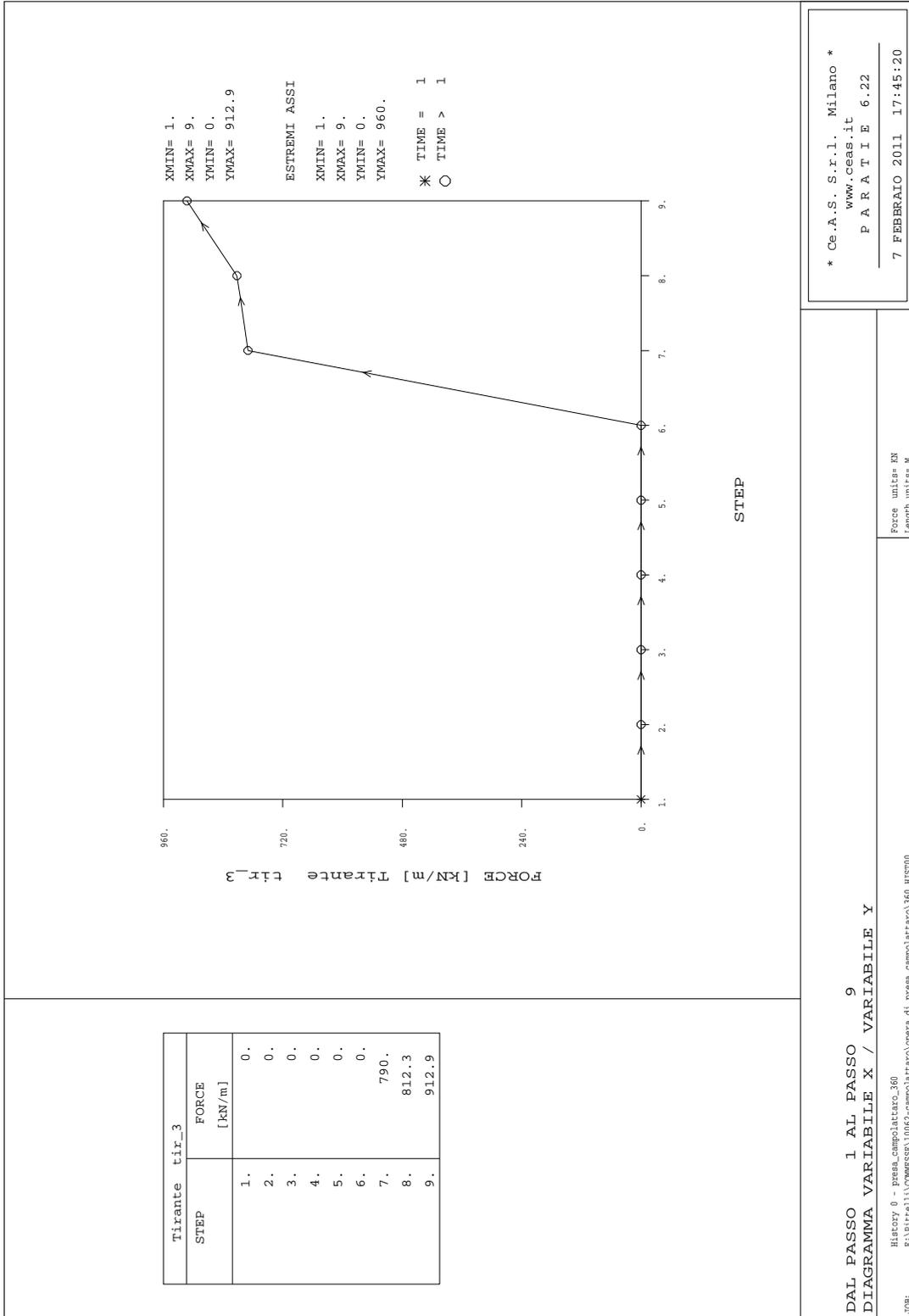




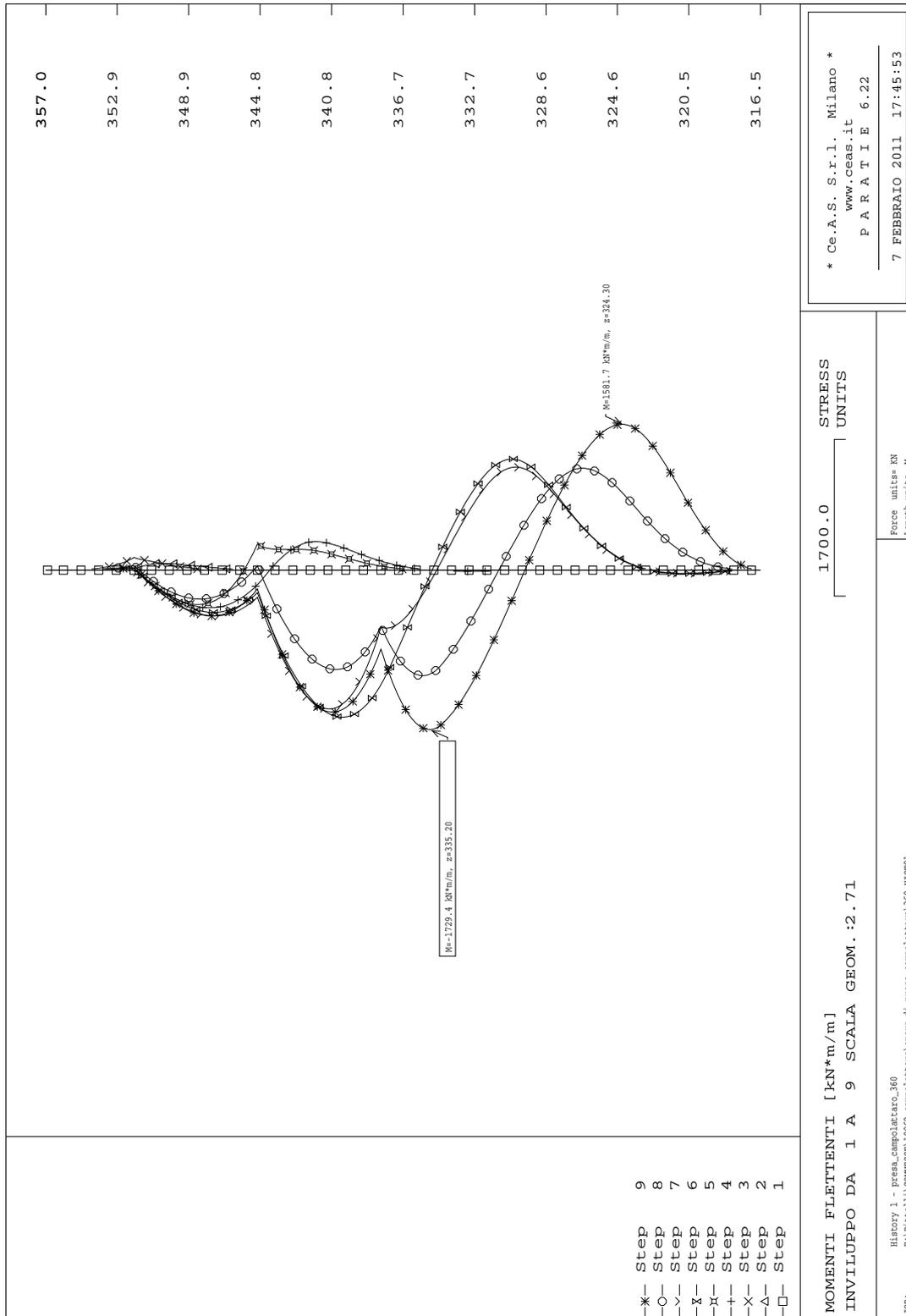


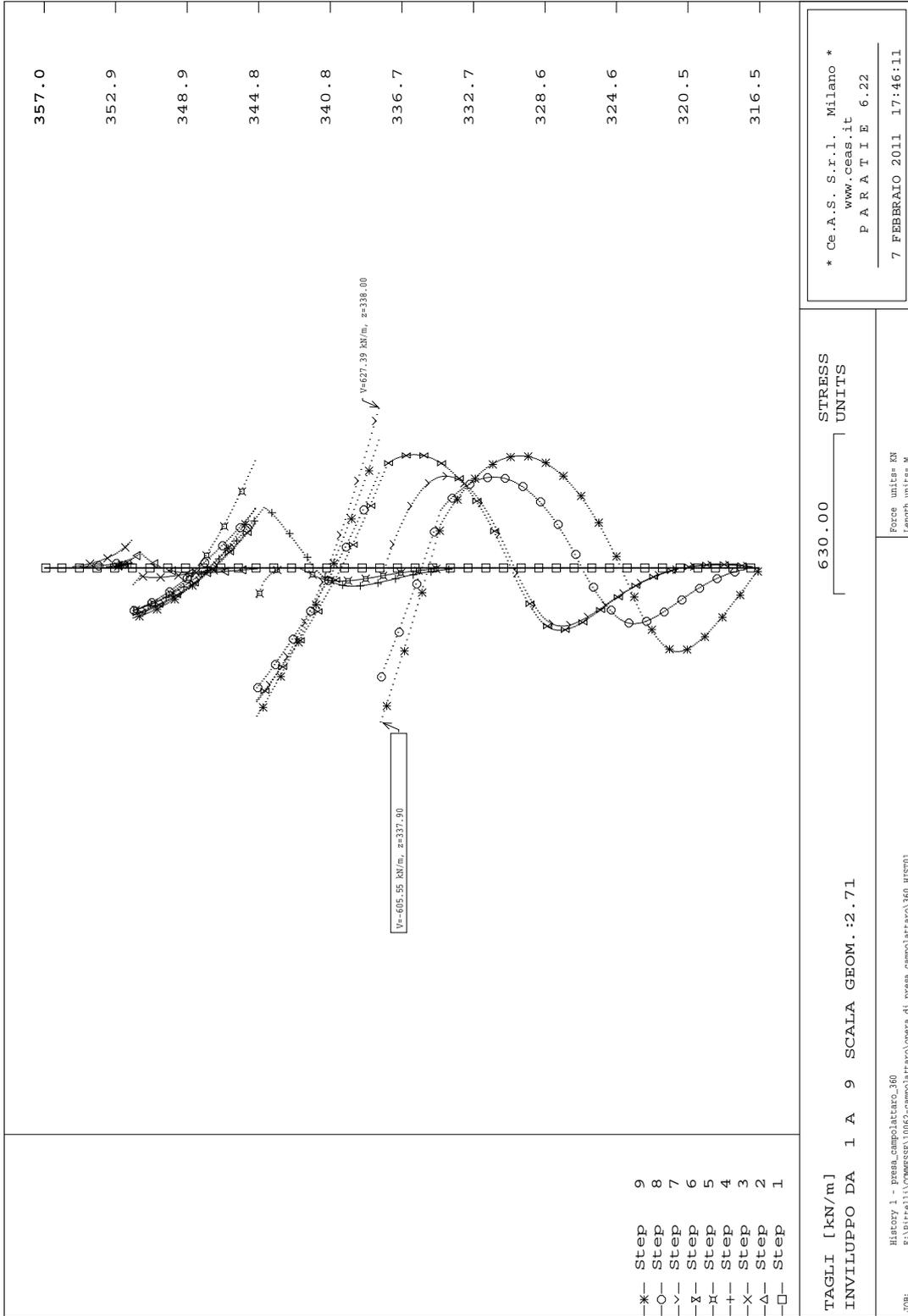


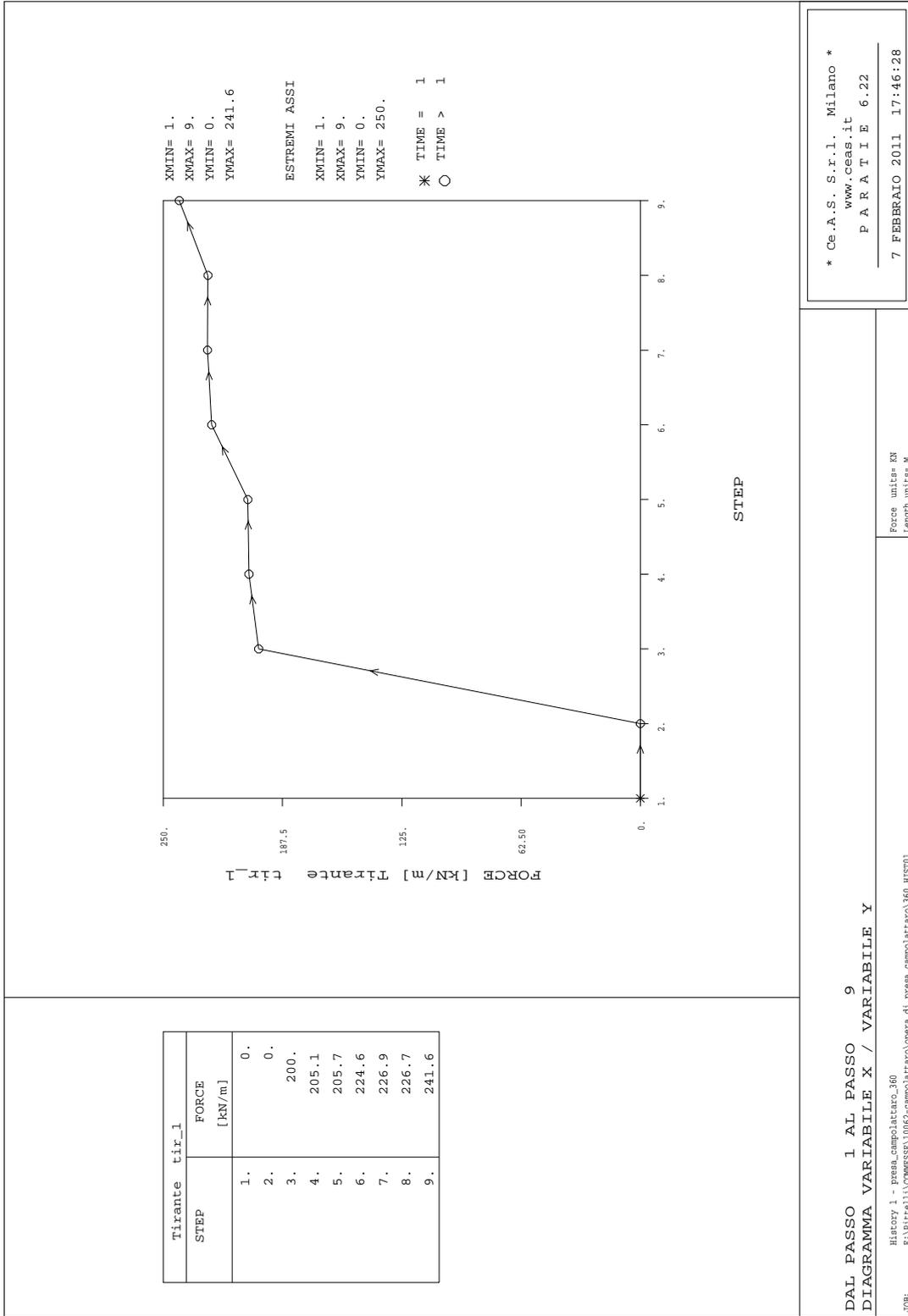




**4.2.4.2 Risultati SLU (per analisi A2+M2+R2)**



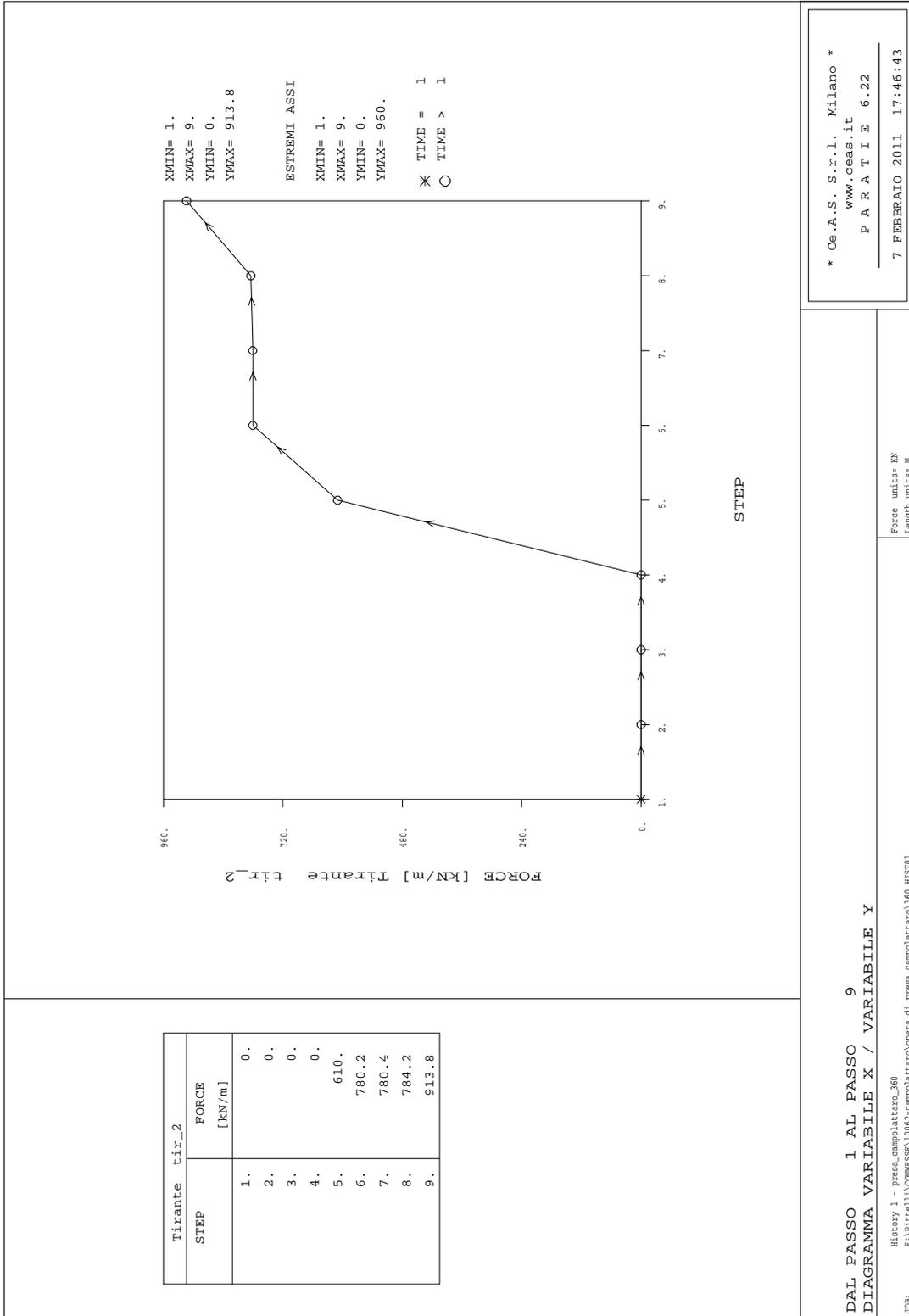




DAL PASSO 1 AL PASSO 9  
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

History 1 - presa\_campolattaro\_360  
 E:\Pittelli\COMMESSA\1062-campolattaro\opera di presa\_campolattaro\360\_HIST01

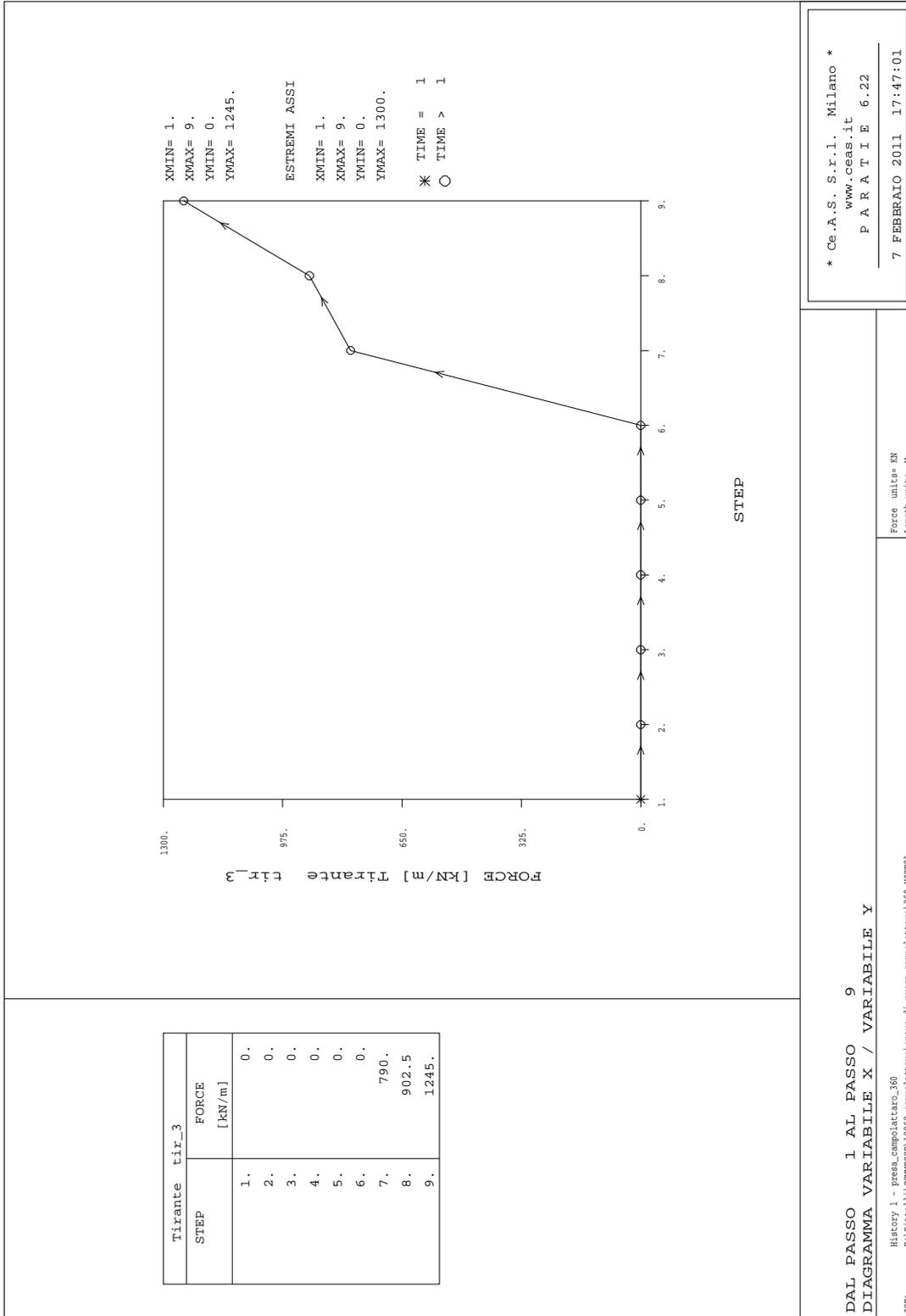
Force unite= KN  
 Length unite= M



DAL PASSO 1 AL PASSO 9  
DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

History 1 - presa\_campolattaro\_360  
E:\Pittelli\COMMESSA\10062-campolattaro\opera di presa\_campolattaro\360\_HIST01

Force unite= KN  
Length unite= M



## **4.2.5 Verifiche agli stati limite**

### **4.2.5.1 Opera di presa di Monte Alto**

#### *4.2.5.1.1 Verifiche di resistenza a flessione e taglio allo SLU a metro lineare di pannello*

La generica azione massima allo SLU è pari a

$$A_{SLU} = \max (1.40 A_{\text{calcolo 1}}, A_{\text{calcolo2}})$$

Le massime sollecitazioni flessionali e taglianti lato terra/scavo a metro lineare risultano:

$$V_{sd} = 1537.20 \text{ kN/m};$$

$$M_{sd} = 3832.10 \text{ kN} \cdot \text{m/m};$$

Le corrispondenti azioni resistenti, considerando una armatura longitudinale tesa di 424.20 cmq (30+30fi30 (su due strati) a pannello), una compressa di 339.36 cmq (24+24fi30 (su due strati) a pannello), ed una staffatura di 128.64cmq/m (fi16 a 8bracci/12.5cm a pannello) sono pari a:

$$V_{rd} = 1556.40 \text{ kN/m};$$

$$M_{rsd} = 4560.80 \text{ kN} \cdot \text{m/m};$$

La verifica allo SLU risulta soddisfatta:

#### *4.2.5.1.2 Verifiche allo Stato limite di esercizio a metro lineare di pannello*

### **DEFORMABILITA'**

Il massimo spostamento calcolato allo SLE (calcolo 1) risulta di 30,5 mm. Tale valore è accettabile, in base alle seguenti considerazioni:

- il valore fornito dal calcolo Paratie è generalmente sovrastimato;
- non vi sono strutture nelle immediate vicinanze che possano essere danneggiate dallo spostamento;

### **TENSIONI**

La massima sollecitazione flessionale lato terra/scavo a metro lineare risulta:

$$M = 2589.10 \text{ kN} \cdot \text{m/m};$$

Considerando le stesse armature di cui al punto precedente si ottiene:

$$\sigma_c = 11.13 \text{ MPa} < 0.45 \cdot f_{ck} = 11.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 222.29 \text{ MPa} < 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

La verifica allo SLE (tensioni) risulta soddisfatta:

### **FESSURAZIONE**

La massima sollecitazione flessionale lato terra/scavo a metro lineare risulta:

$$M = 2589.10 \text{ kN} \cdot \text{m/m};$$

Considerando le stesse armature di cui al punto precedente si ottiene:

$$w_d = 0.395\text{mm} < w_3 = 0.4\text{mm} \text{ (in combinazione frequente)}$$

La verifica allo SLE (fessurazione) risulta soddisfatta:

#### 4.2.5.1.3 Verifica di stabilità

La stabilità della parete è saggiata verificando che la risultante delle pressioni efficaci esercitate dal cu-neo di valle sia adeguatamente inferiore alla massima resistenza possibile (spinta passiva). Questa veri-fica viene eseguita con riferimento al calcolo allo SLU con parametri geotecnici ridotti (CALCOLO 2), per la condizione di fine scavo.

Per la sezione considerata, la frazione massima di mobilitazione della spinta passiva allo SLU (A2+M2) è dell'8%. La verifica è dunque soddisfatta.

### 4.2.5.2 Opera di presa di Campolattaro

#### 4.2.5.2.1 Verifiche di resistenza a flessione e taglio allo SLU a metro lineare di pannello

La generica azione massima allo SLU è pari a

$$A_{SLU} = \max(1.40 A_{\text{calcolo 1}}, A_{\text{calcolo2}})$$

Le massime sollecitazioni flessionali e taglianti lato terra/scavo a metro lineare risultano:

$$V_{sd} = 754.10 \text{ kN} / \text{m};$$

$$M_{sd} = 1729.40 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m};$$

Le corrispondenti azioni resistenti, considerando una armatura longitudinale tesa di 141.40 cmq (20fi30 a pannello), una compressa di 141.40 cmq (20fi30 a pannello), ed una staffatura di 64.32cmq/m (fi16 a 4bracci/12.5cm a pannello) sono pari a:

$$V_{rd} = 805.00 \text{ kN} / \text{m};$$

$$M_{rsd} = 1793.00 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m};$$

La verifica allo SLU risulta soddisfatta:

#### 4.2.5.2.2 Verifiche allo Stato limite di esercizio a metro lineare di pannello

### **DEFORMABILITA'**

Il massimo spostamento calcolato allo SLE (calcolo 1) risulta di 10,4 mm. Tale valore è accettabile, in base alle seguenti considerazioni:

- il valore fornito dal calcolo Paratie è generalmente sovrastimato;
- non vi sono strutture nelle immediate vicinanze che possano essere danneggiate dallo sposta-mento;

### **TENSIONI**

La massima sollecitazione flessionale lato terra/scavo a metro lineare risulta:

$$M = 762.86 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m};$$

Considerando le stesse armature di cui al punto precedente si ottiene:

$$\sigma_c = 5.11 \text{ MPa} < 0.45 \cdot f_{ck} = 11.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 170.33 \text{ MPa} < 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

La verifica allo SLE (tensioni) risulta soddisfatta:

### **FESSURAZIONE**

La massima sollecitazione flessionale lato terra/scavo a metro lineare risulta:

$$M = 762.86 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m};$$

Considerando le stesse armature di cui al punto precedente si ottiene:

$$w_d = 0.33 \text{ mm} < w_3 = 0.4 \text{ mm} \text{ (in combinazione frequente)}$$

La verifica allo SLE (fessurazione) risulta soddisfatta:

#### **4.2.5.2.3 Verifica di stabilità**

La stabilità della parete è saggiata verificando che la risultante delle pressioni efficaci esercitate dal cono di valle sia adeguatamente inferiore alla massima resistenza possibile (spinta passiva). Questa verifica viene eseguita con riferimento al calcolo allo SLU con parametri geotecnici ridotti (CALCOLO 2), per la condizione di fine scavo.

Per la sezione considerata, la frazione massima di mobilitazione della spinta passiva allo SLU (A2+M2) è del 90%. La verifica è dunque soddisfatta.

#### **4.2.5.2.4 Verifica dei tiranti allo SLU**

La generica azione massima allo SLU è pari a

$$A_{SLU} = \max (1.40 A_{\text{calcolo 1}}, A_{\text{calcolo 2}})$$

Le massime sollecitazioni risultano quindi (1° ordine, 2° ordine, 3° ordine):

$$T_{SLU} = 711.4 \text{ kN}, 2322.0 \text{ kN}, 3195.2 \text{ kN}$$

Le corrispondenti azioni resistenti, considerando tiranti singoli da 4 trefoli, doppi da 6 trefoli e doppi da 9 trefoli, rispettivamente sul 1°, 2° e 3° ordine, sono pari a:

$$N_{yd} = \frac{n_t \cdot A \cdot f_{0,1k}}{\gamma_M} = 808 \text{ kN}, 2424 \text{ kN}, 3232 \text{ kN}$$

La verifica allo SLU dei tiranti risulta soddisfatta.

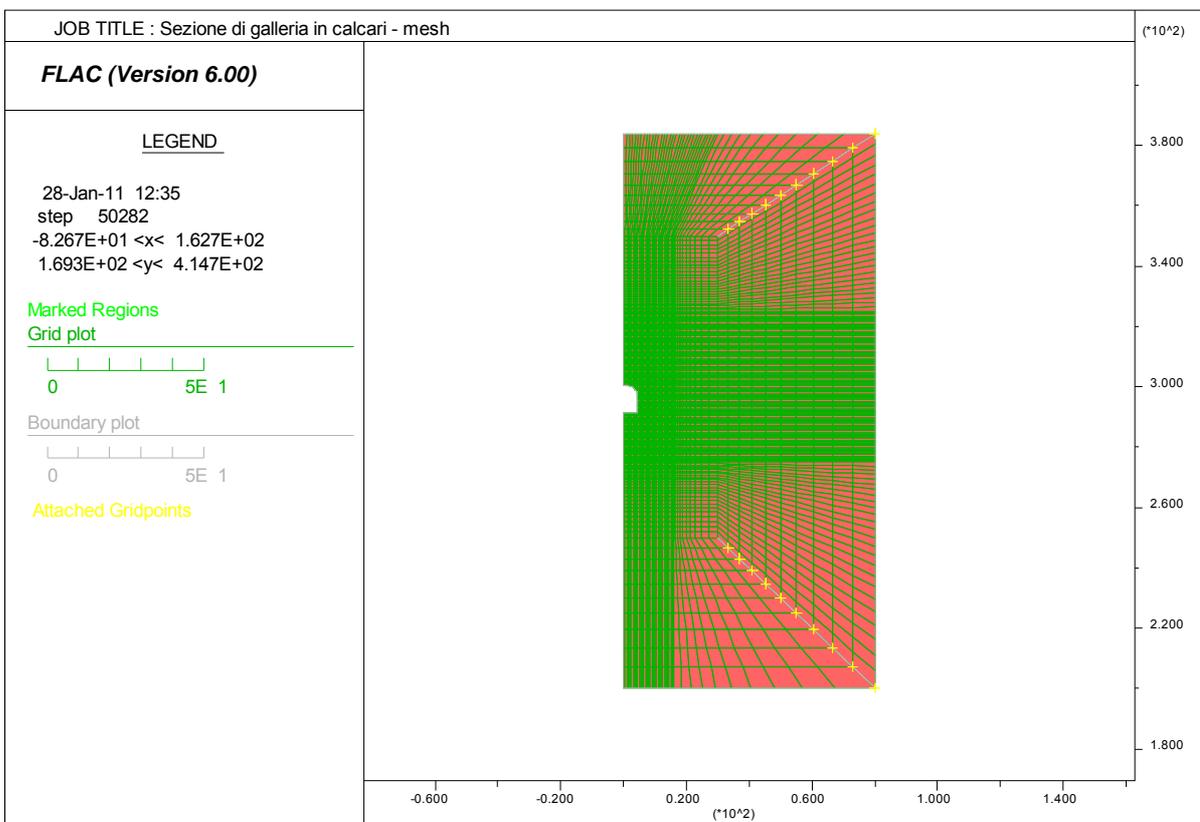
### 4.3 Gallerie in foro cieco – verifica statica delle sezioni tipo più significative

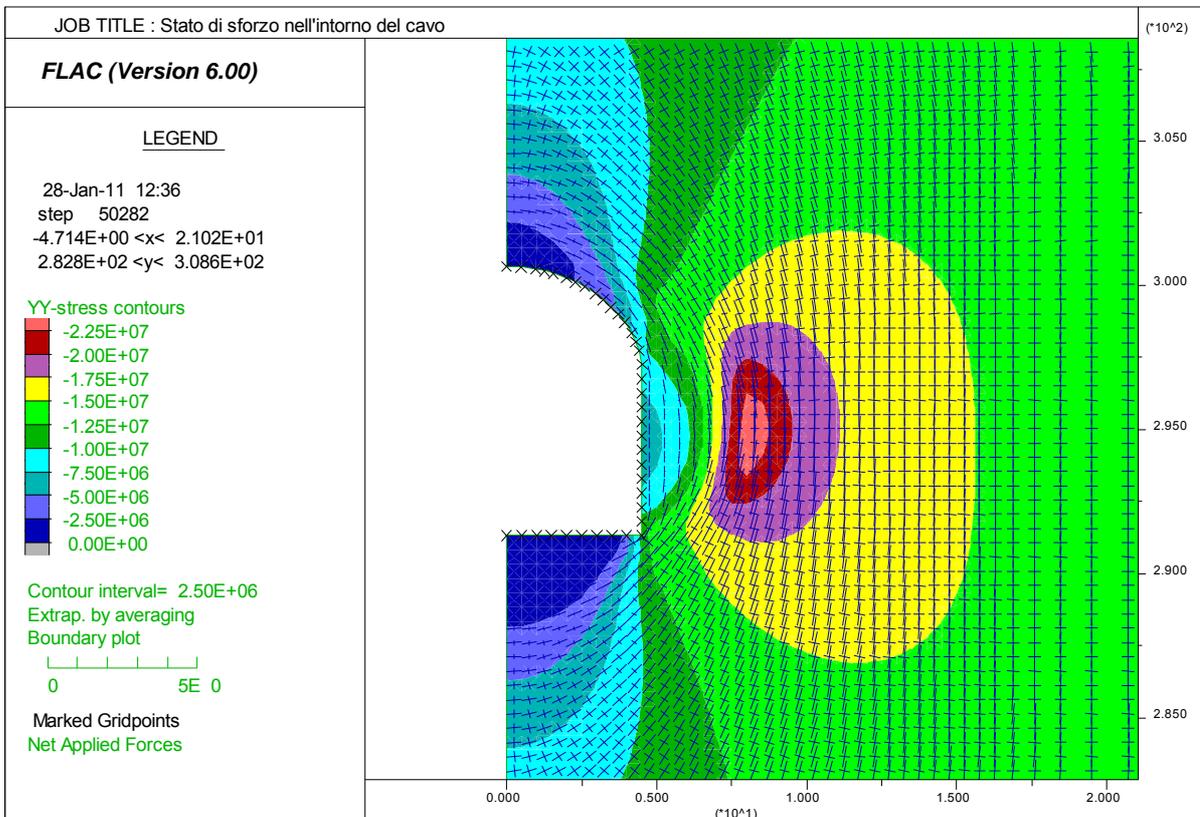
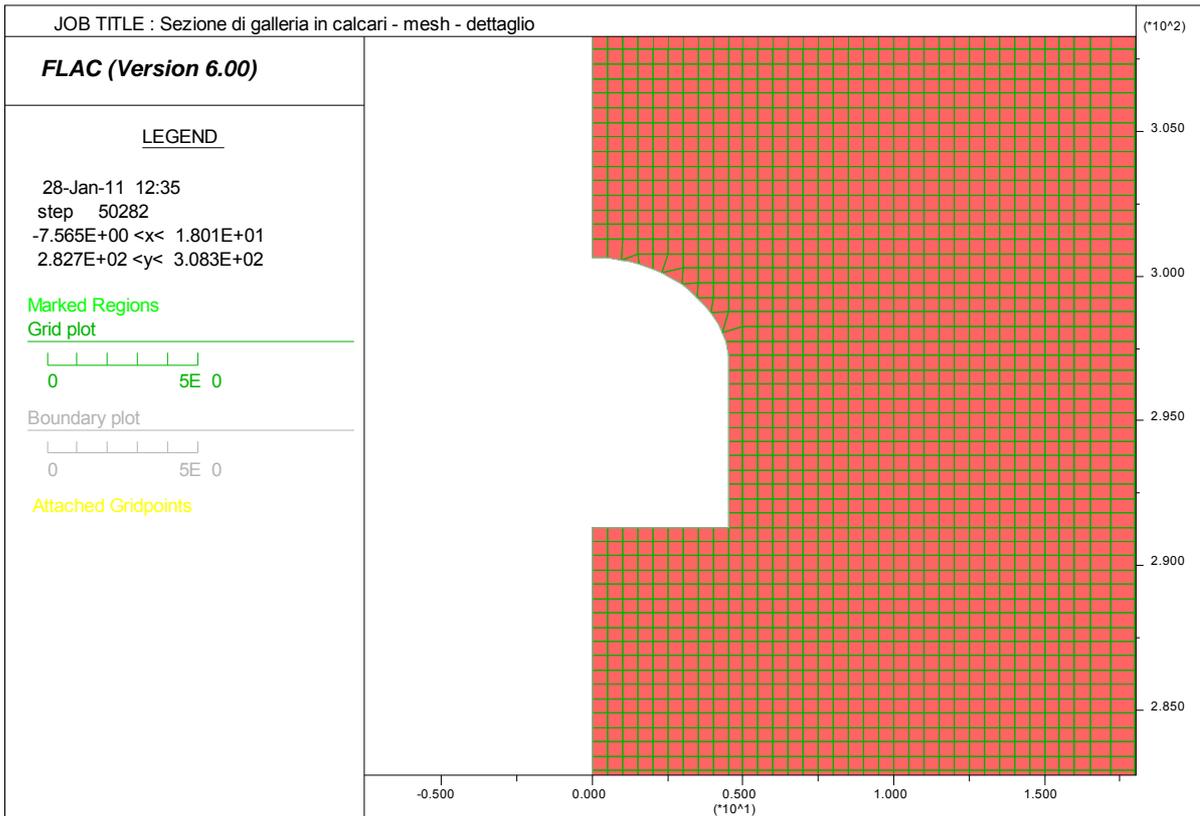
Allo scopo di illustrare i criteri di dimensionamento delle principali sezioni di galleria, si riportano nel seguito una sintesi dei calcoli più significativi eseguiti.

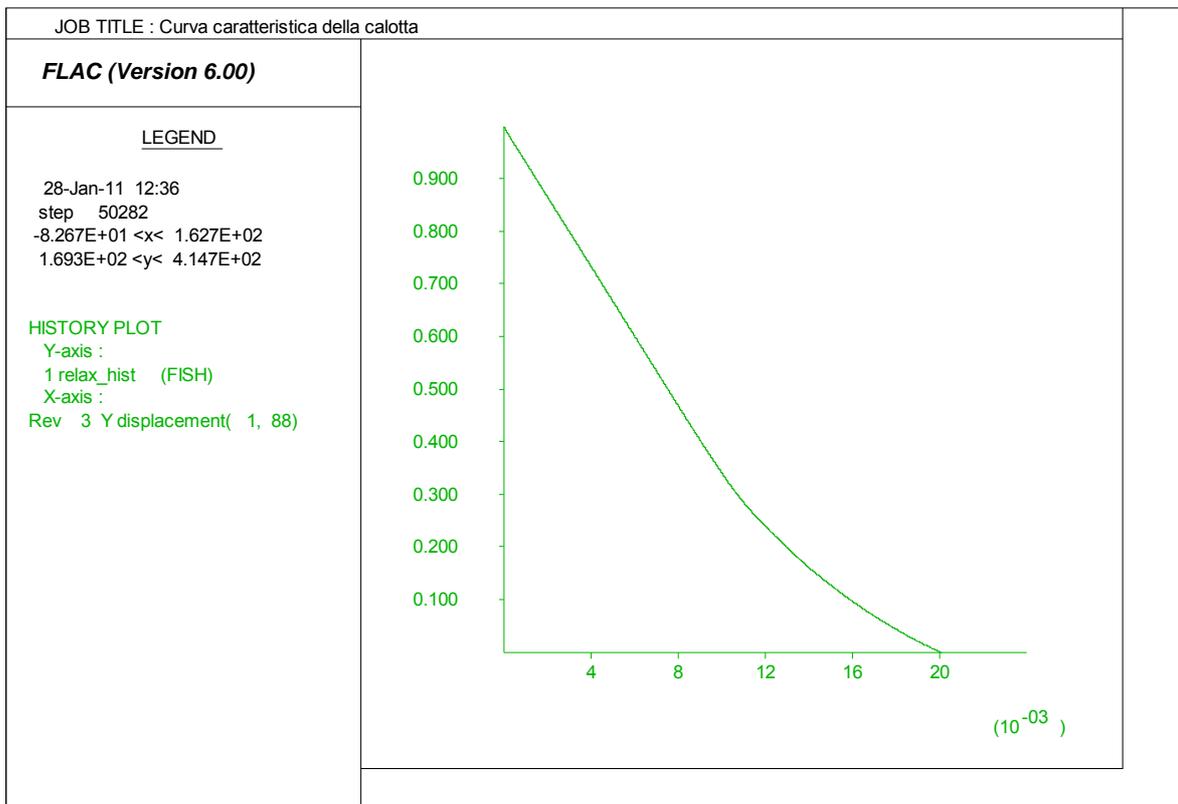
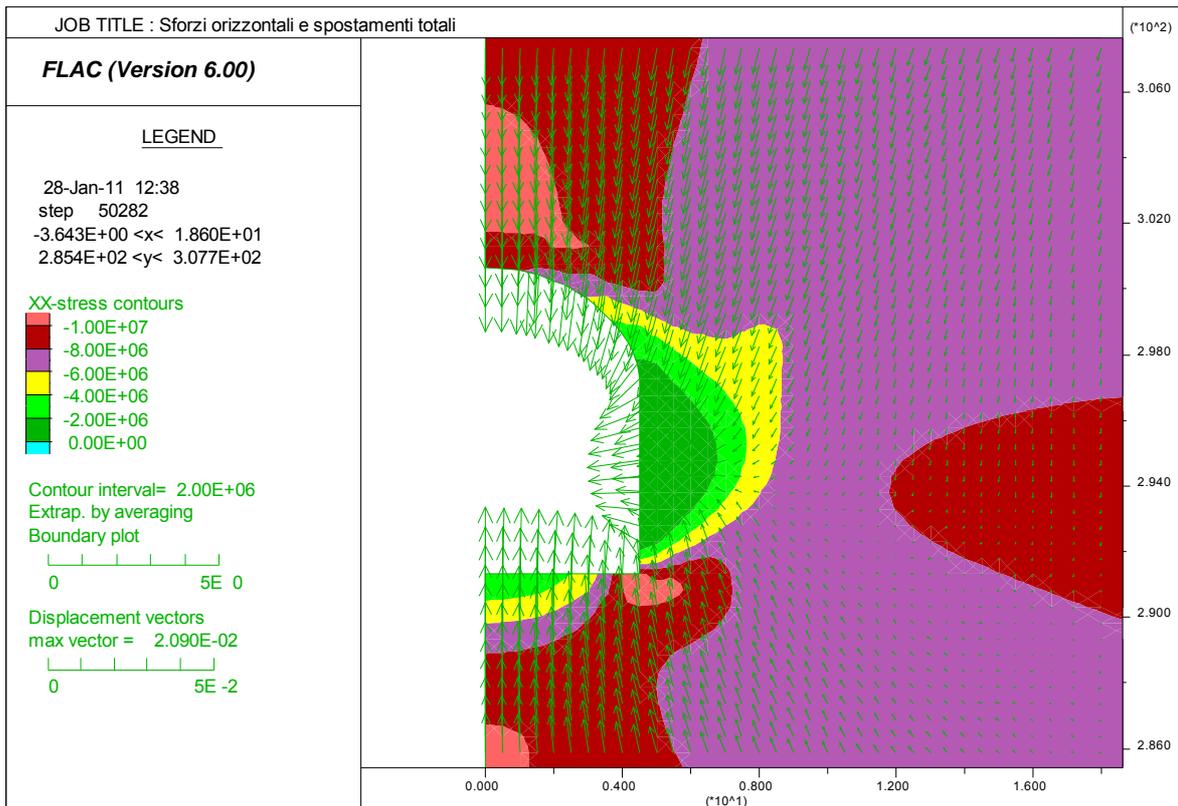
#### 4.3.1 Sezione tipo in calcari compatti (GSI > 30)

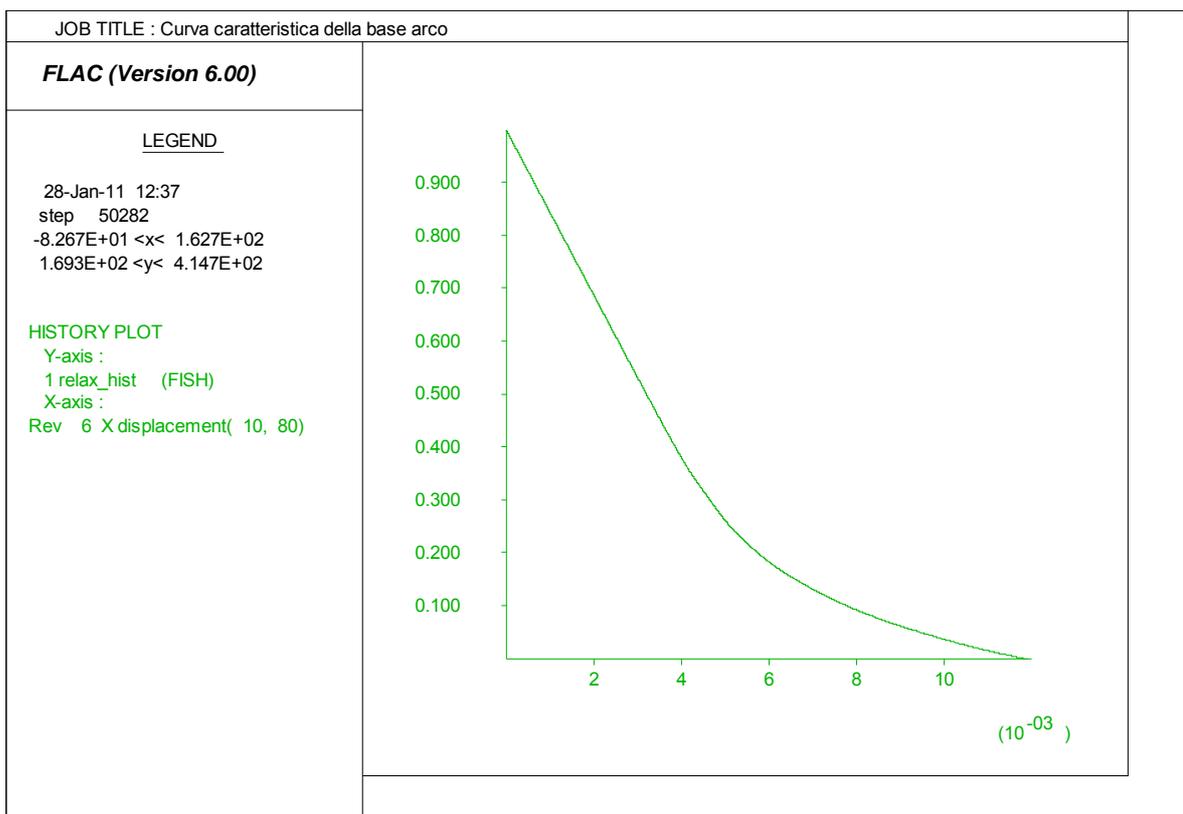
Si considera la sezione di galleria di accesso alla camera valvole e al pozzo piezometrico. La copertura è di circa 500m e la roccia considerata è il litotipo calcare compatto.

Le immagini seguenti illustrano il reticolo e i principali risultati; trattandosi di un caso in cui il cavo è stabile senza necessità alcuna di supporto, non vengono riportate le verifiche per i rivestimenti; gli interventi di chiodatura e rivestimento in spritz-beton previsti hanno unicamente il compito di impedire distacchi locali e conferire durabilità alla galleria.









Gli spostamenti giungono ad un massimo di 20 mm.

L'andamento delle curve caratteristiche, calcolate in assenza di supporto, indica l'inequivocabile stabilità del cavo.

#### **4.3.2 Sezione tipo in rocce flyshoidi marnoso – arenacee fratturate (GSI < 25)**

A causa delle scadenti proprietà di questo litotipo (fronte instabile), si deve ricorrere a pesanti interventi di consolidamento, che comprenderanno interventi di presostegno al contorno di scavo (infilaggi metallici), interventi di consolidamento del fronte (mediante tubi o elementi strutturali VTR) e un rivestimento di prima fase costituito da centine di acciaio (doppio IPN 180 o doppio HEB 220 a passo da 1,5 a 0,8m).

La sezione scelta è la parte terminale della galleria di accesso alla centrale, caratterizzata da coperture di 500m circa, che potrebbe attraversare formazioni rocciose di questo tipo, e che quindi si caratterizza come la condizione più severa fra quelle presentate dal progetto.

Per il calcolo delle fasi di scavo, si fa precedere all'analisi propriamente detta uno studio preliminare assialsimmetrico il quale serve appunto a definire le condizioni al fronte e a determinare la frazione di rilassamento da applicare.

##### **4.3.2.1 Modello preliminare assialsimmetrico**

Il modello viene analizzato allo scopo di valutare i valori di rilassamento delle pressioni al contorno di scavo al momento dell'inserimento del rivestimento si 1° fase e simula quindi lo scavo di campi di 8m in successione, con inserimento del rivestimento ad ogni avanzamento di 1m.

Il modello assialsimmetrico è caratterizzato da un asse x radiale, un asse y che coincide con la direzione di avanzamento del tunnel e un asse Z che è in direzione circonferenziale.

Pertanto, le convergenze radiali sono indicate come spostamenti x, l'estrusione del fronte come spostamento -y e lo sforzo circonferenziale nel rivestimento di 1° fase come sig-zz. L'unità di misura sono N, m.

Si studia una sezione di scavo di diametro 10 m, rivestita con spritz-beton spessore 30cm. Il procedimento simulato è il seguente:

- 1) situazione geostatica iniziale; si considera una copertura di 500m con un peso specifico d'ammasso di 2300 kg/cmc, quindi lo sforzo isotropo iniziale è di 11,5 MPa.
- 2) scavo iniziale; in un'unica fase si simula lo scavo del tratto iniziale della galleria e la messa in opera degli interventi di presostegno, consolidamento del fronte e prerivestimento; questa simulazione è effettuata con un coefficiente di rilassamento iniziale del 76% (forze residue al contorno, al momento dell'inserimento del rivestimento di prima fase del 24%);
- 3) esecuzione dei consolidamenti del fronte e dell'intervento di presostegno (coronella di micropali) del campo successivo
- 4) scavo del campo successivo di 8m, in 8 fasi di 1m l'una e immediata posa del rivestimenti di 1° fase di 1m a 1m di distanza dal fronte
- 5) ripetizione delle fase 3) e 4) per i due campi successivi.

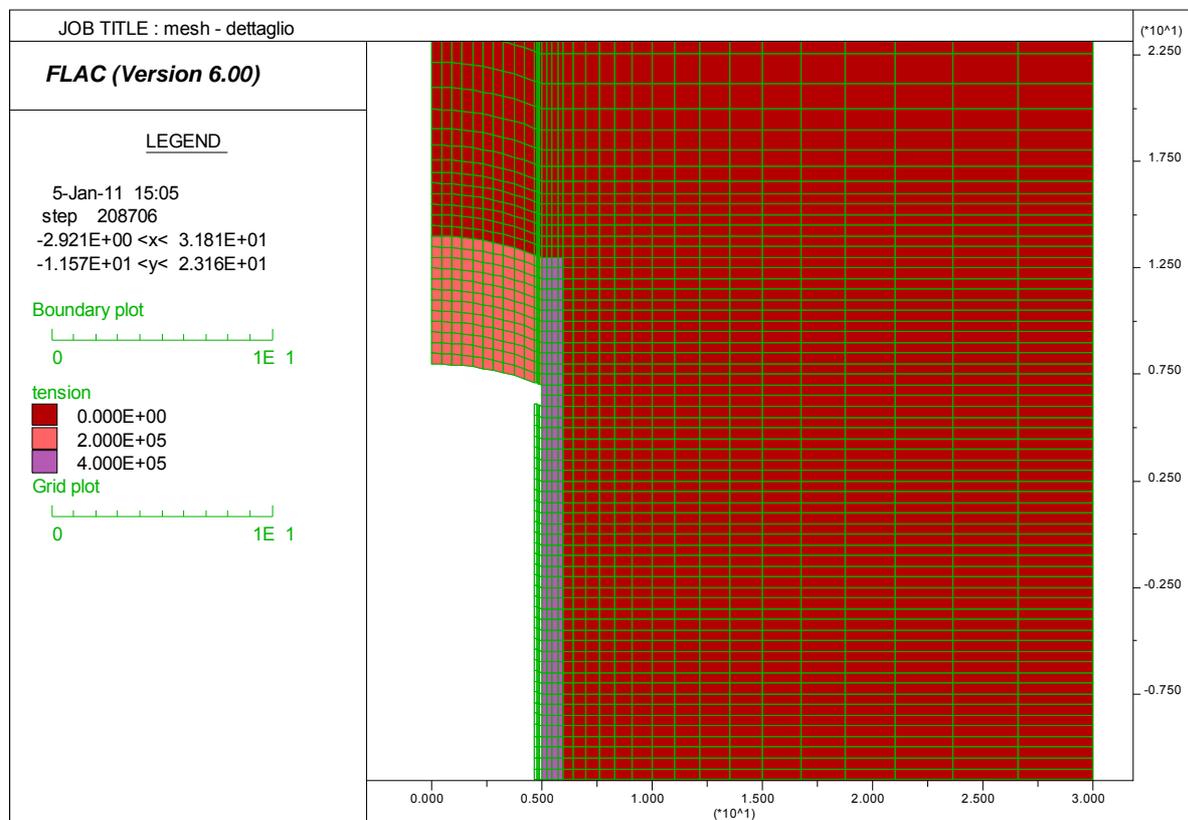
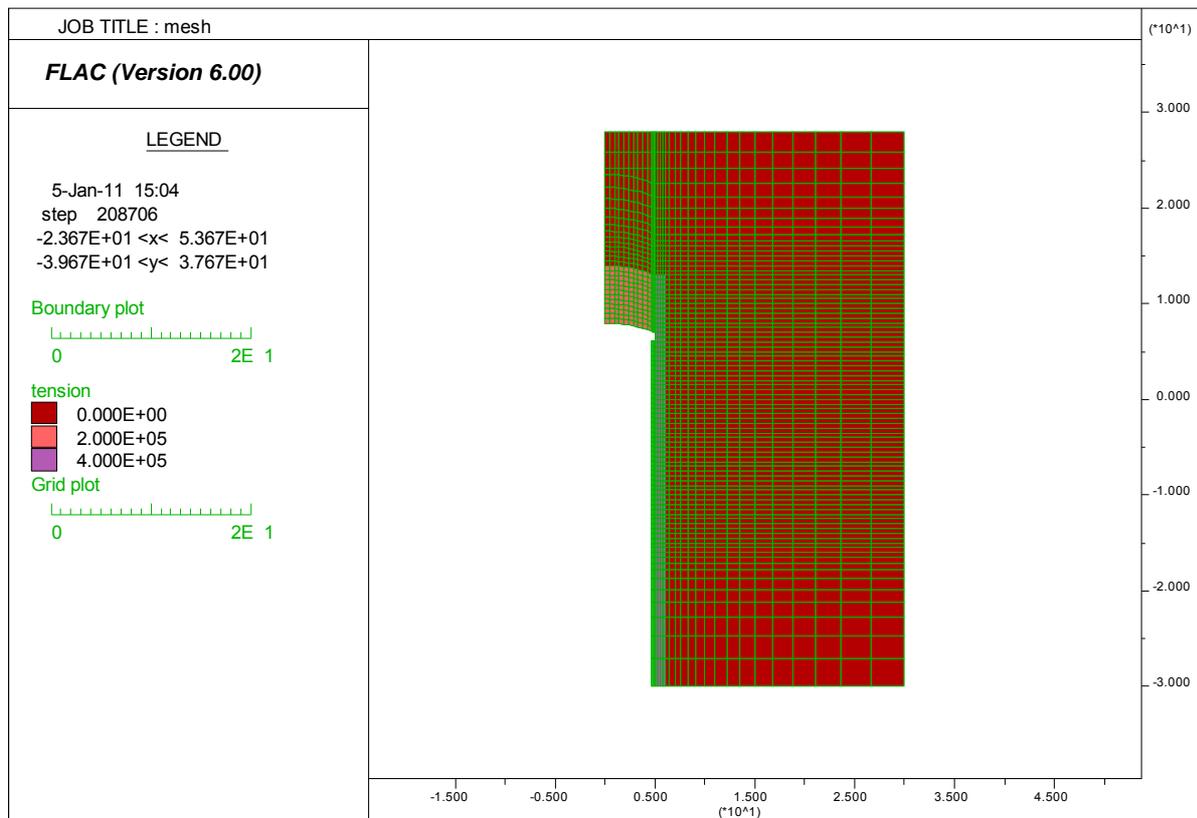
Al termine della simulazione, nel tratto centrale della galleria (2° campo scavato con le modalità di dettaglio, fasi 3), 4)), si ritrovano le condizioni a regime, non più influenzate dalle ipotesi di allentamento iniziale né dalla vicinanza del fronte.

Il terreno è caratterizzato come litotipo flysch marnoso-calcareo-argillitico è modellato con il criterio di Mohr Coulomb con i seguenti parametri (Formazione FYR GSI=15-25):

- $E = 1 \text{ GPa}$
- $\nu = 0.2$
- $\gamma = 2300 \text{ kg/m}^3$
- $c = 160 \text{ kPa}$
- $\varphi = 29,4^\circ$

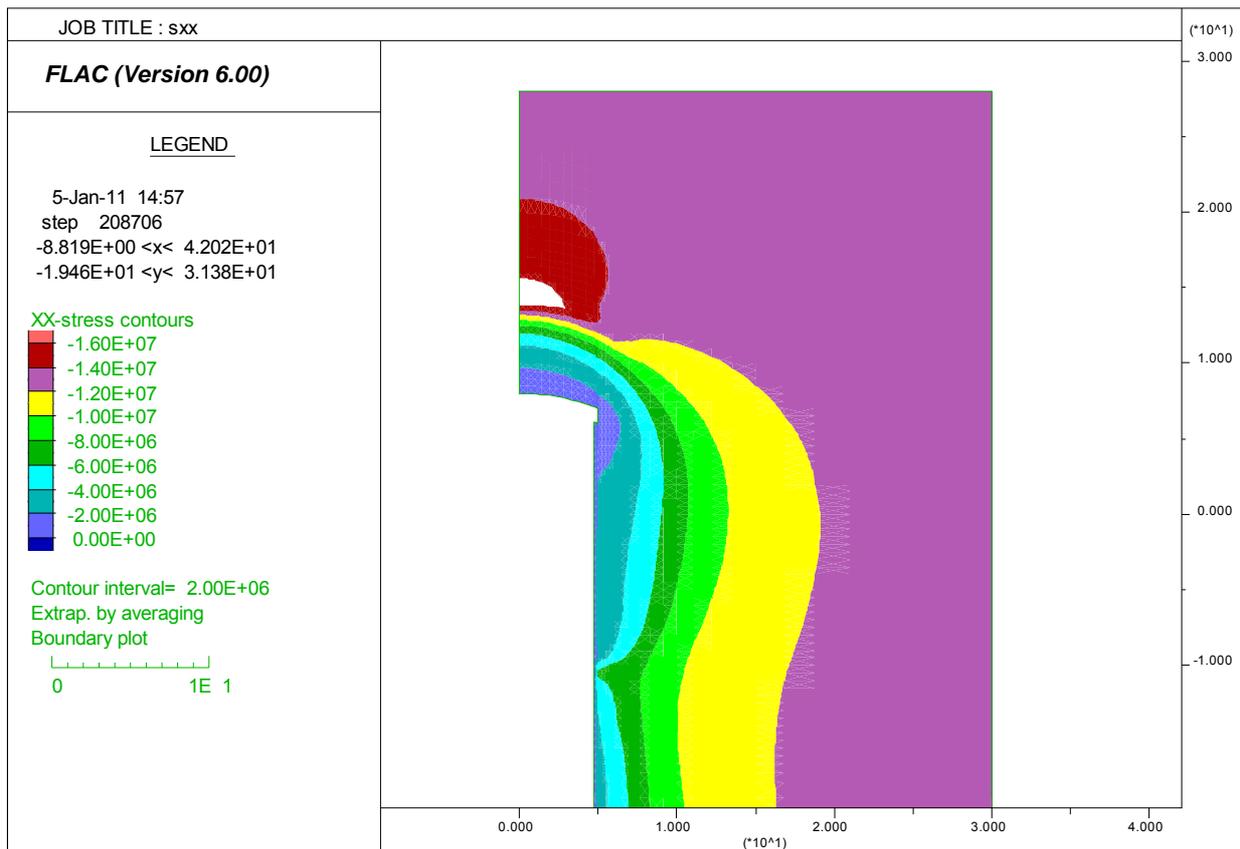
Il fronte preconsolidato è caratterizzato da un incremento di coesione di 150 kPa e di resistenza a trazione di 200 kPa.

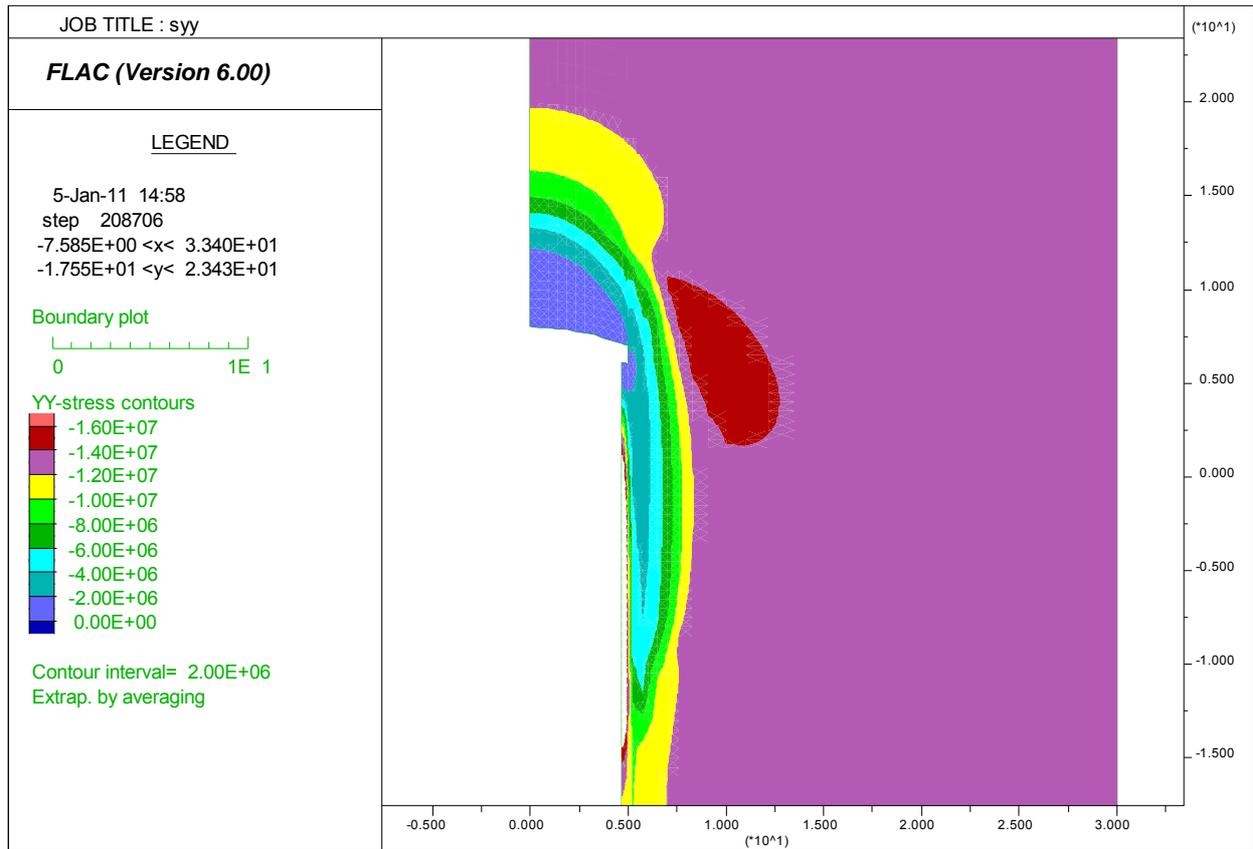
La coronella di infillaggi metallici è caratterizzata da un incremento di coesione di 150 kPa e di resistenza a trazione di 400 kPa.

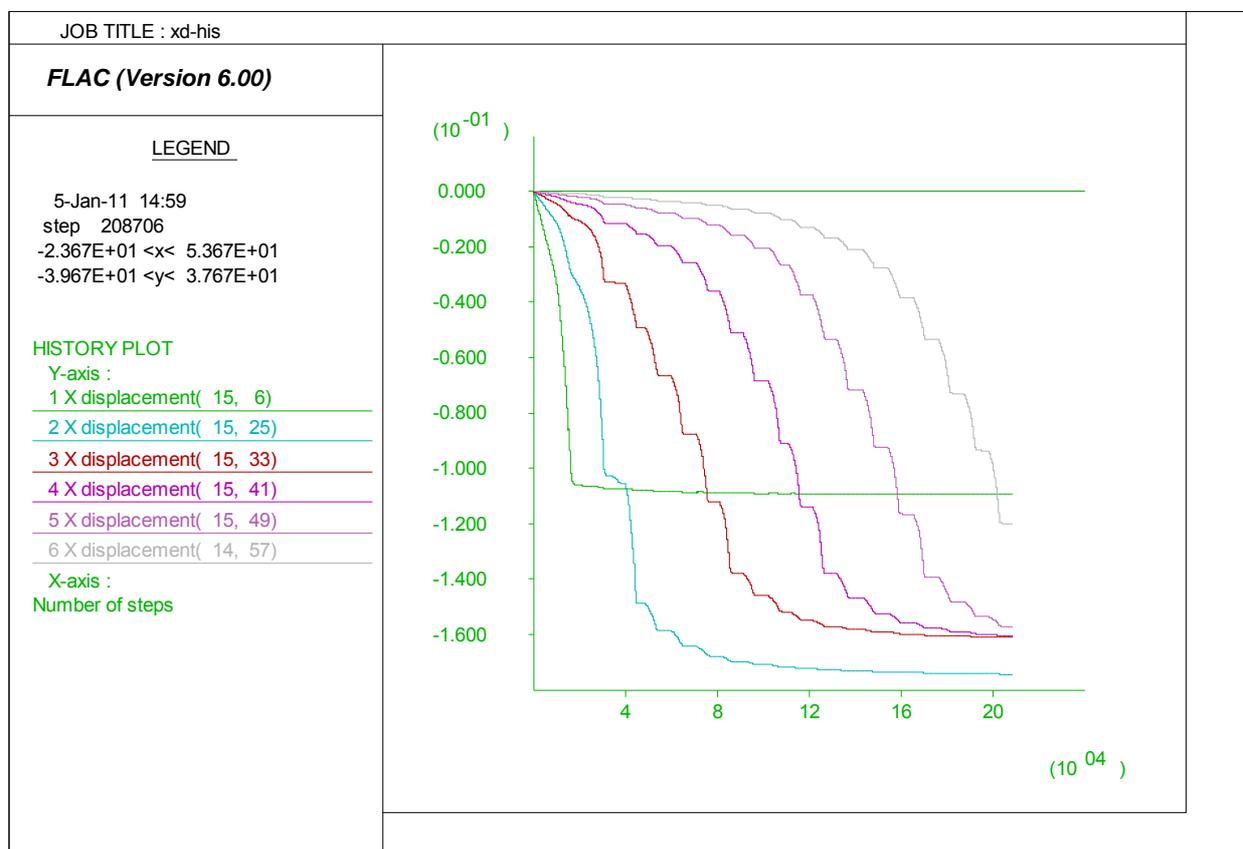
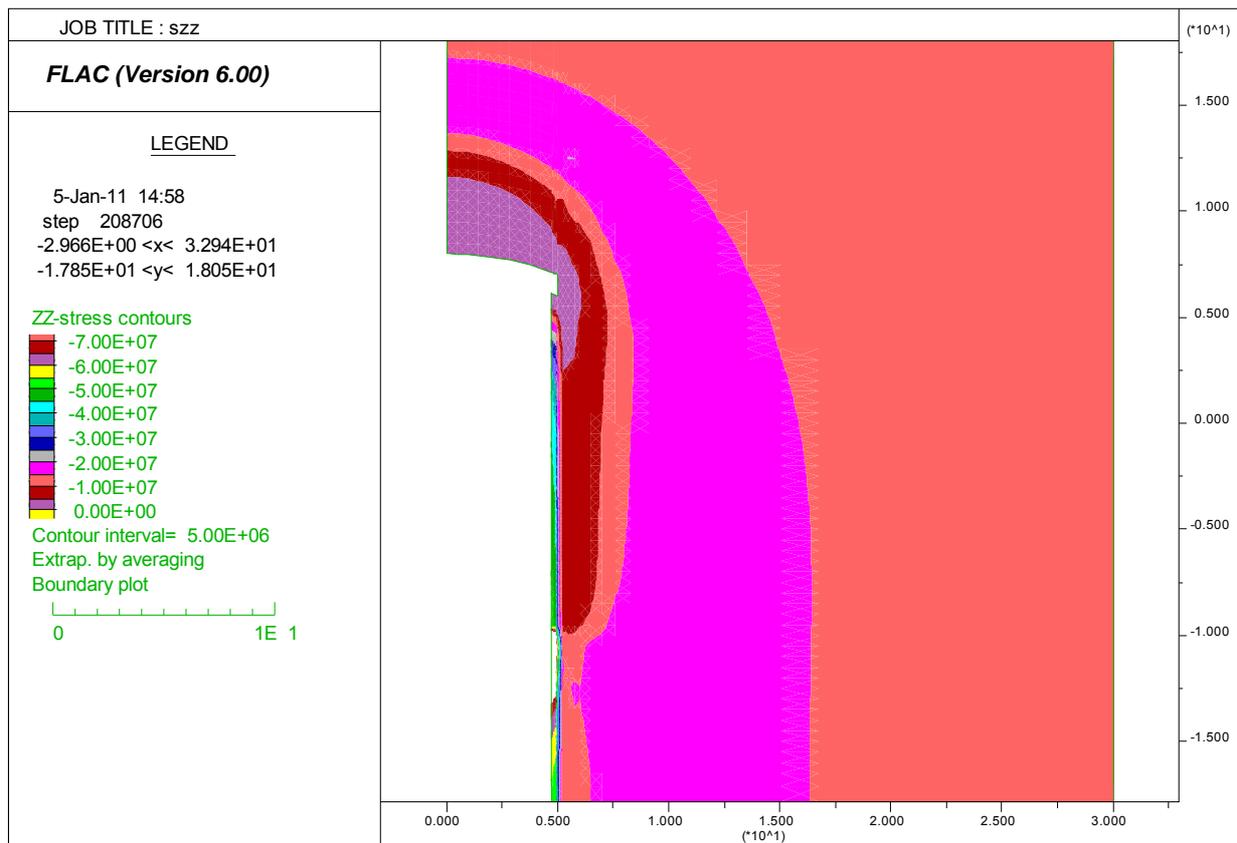


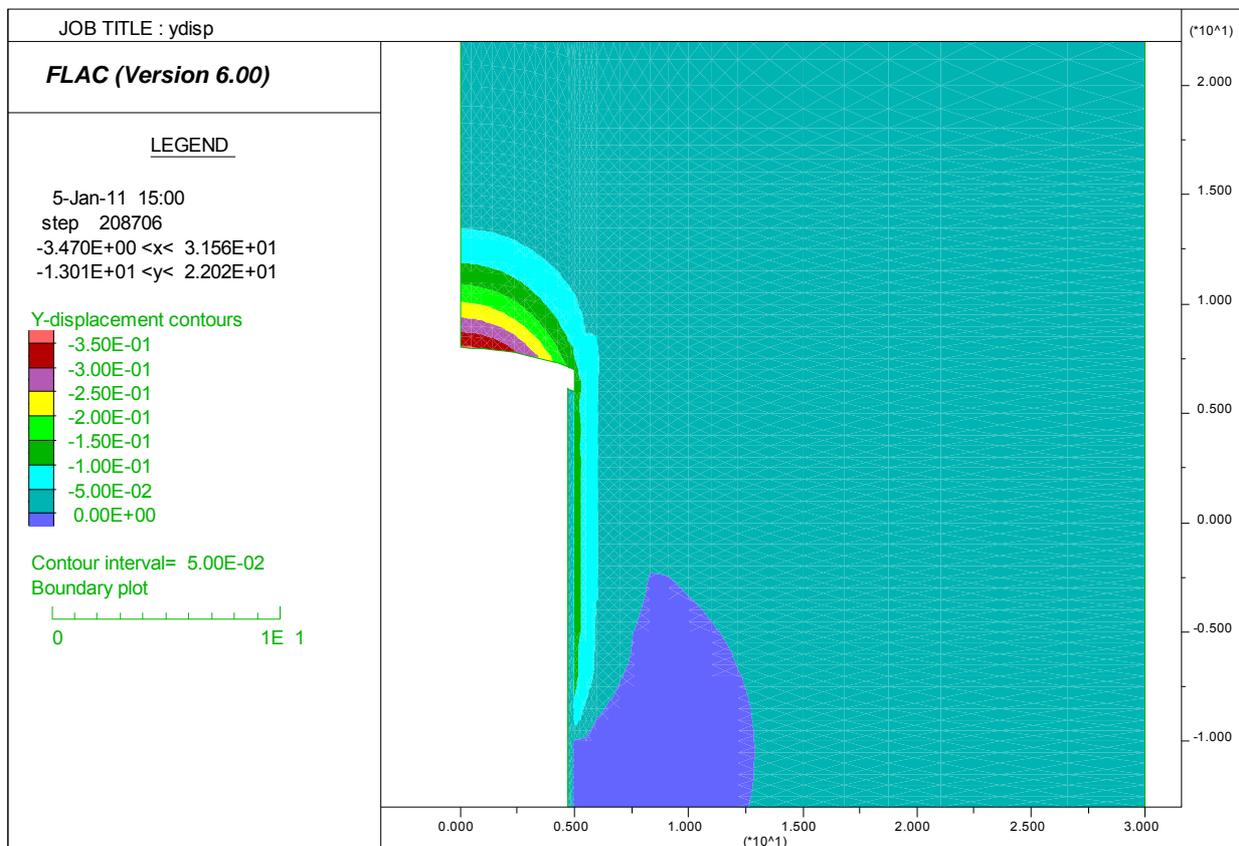
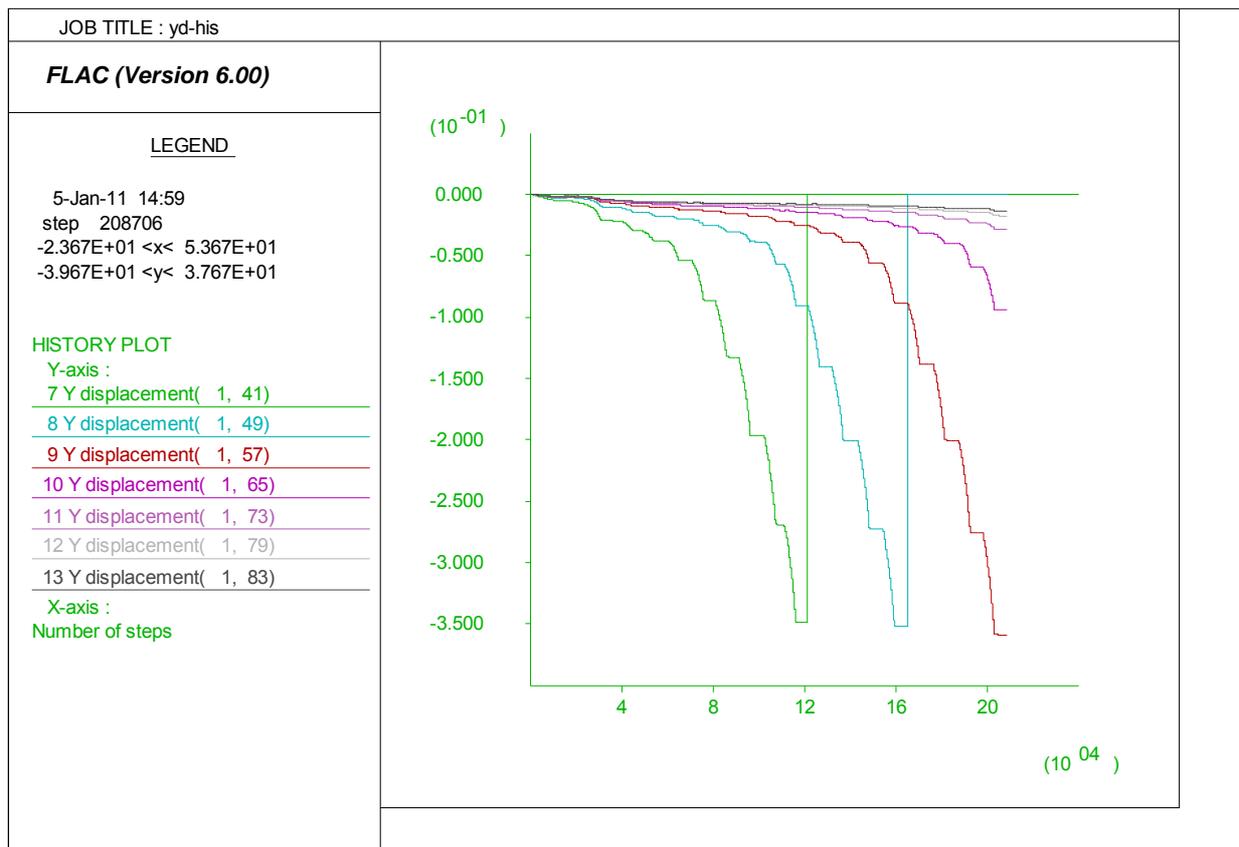
Dal calcolo si ricavano i seguenti risultati, illustrati nelle figure alle pagine seguenti:

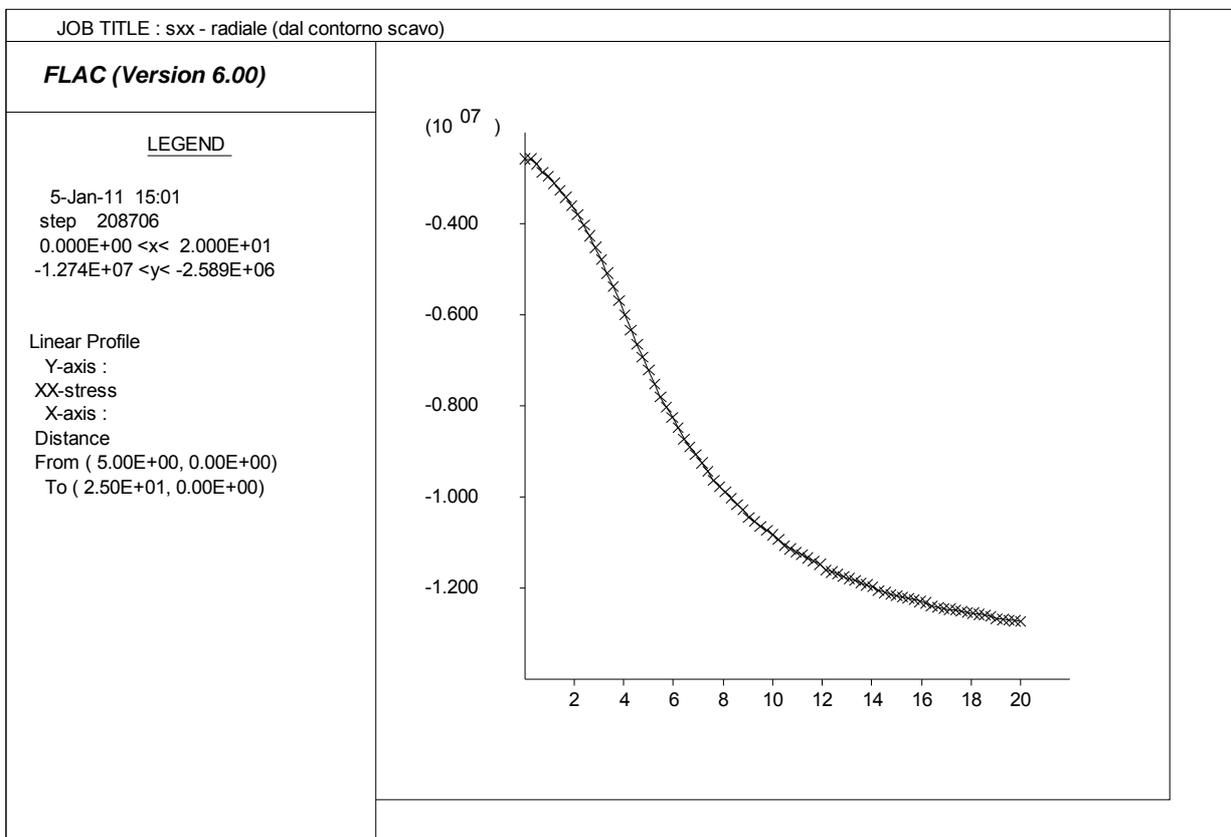
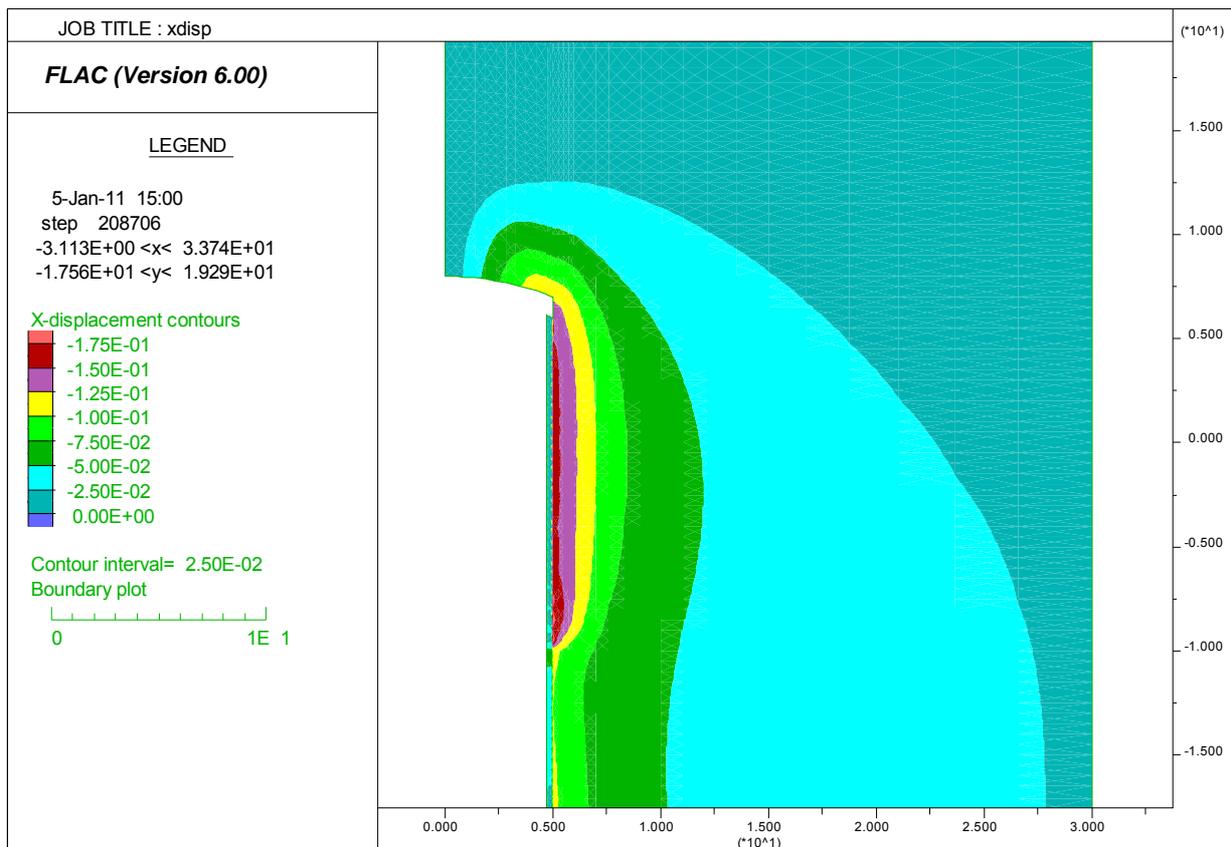
- pressione media nello spritz-beton, a regime, 45 MPa , pari a  $45000 \times 0,3 = 13.500 \text{ kN/m}$
- convergenza radiale, al momento del getto dello spritz-beton, 15 cm (convergenza galleria 30cm)
- pressione agente sul rivestimento di 1° fase, 2,5 MPa, pari a  $2,5/13 = 19\%$  della pressione litostatica
- lo stato di sforzo nel prerivestimento e le convergenze si stabilizzano a circa 1 diametro dal fronte
- estrusione del fronte 35 cm = 3,5% del diametro di scavo

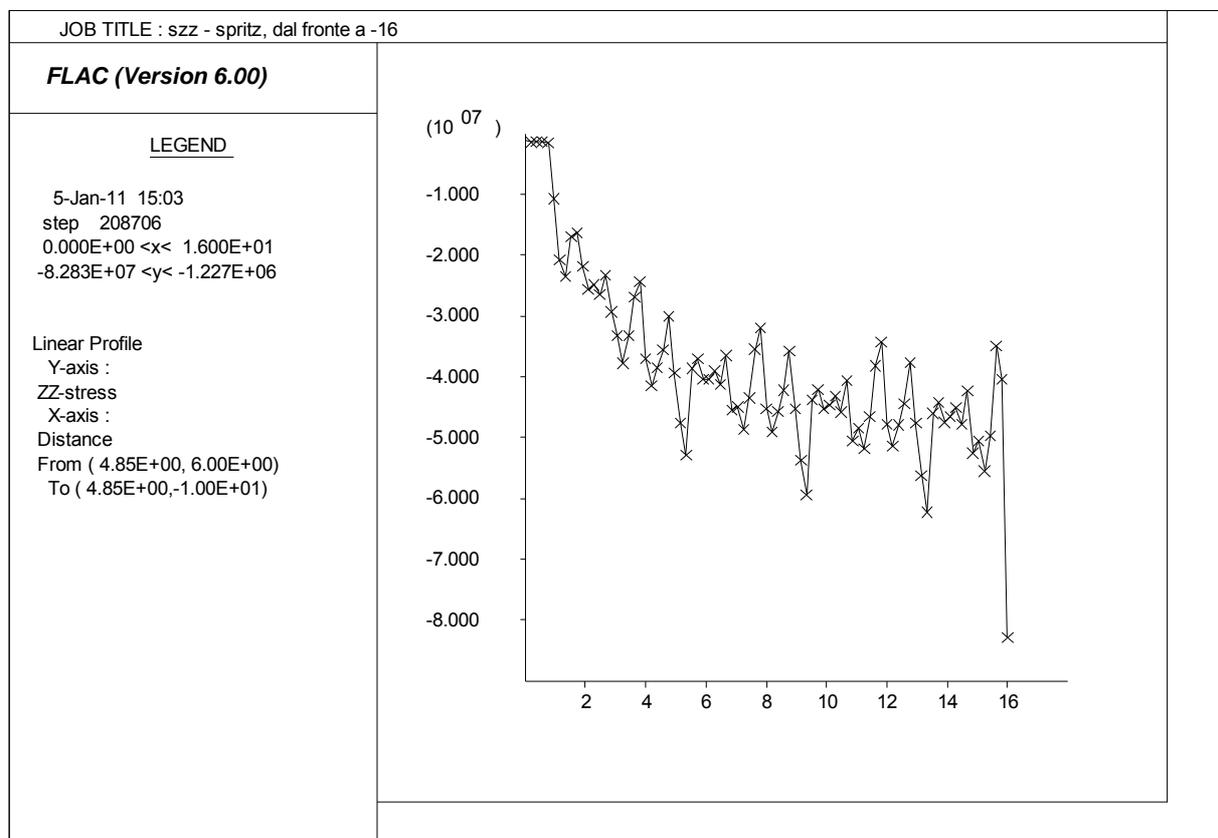
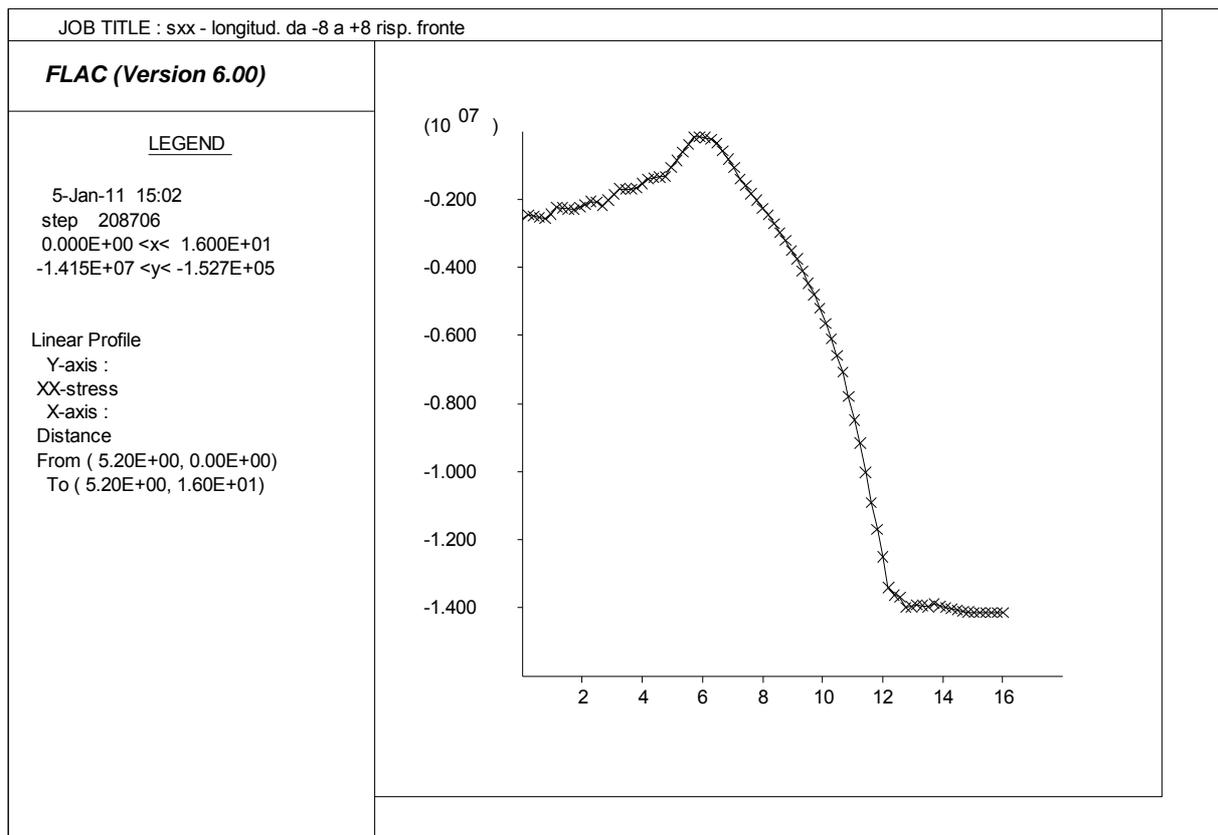












#### 4.3.2.2 Modello della sezione trasversale

La mesh utilizzata rappresenta un'ampia porzione di terreno delle dimensioni di 60 m da asse galleria (si sfrutta la simmetria del problema) per 180 m attorno alla zona di scavo ed è suddivisa con una griglia di 170 righe per 52 colonne, con una dimensione caratteristica di 0,5 m nelle vicinanze della galleria e diradanti verso i bordi del modello.

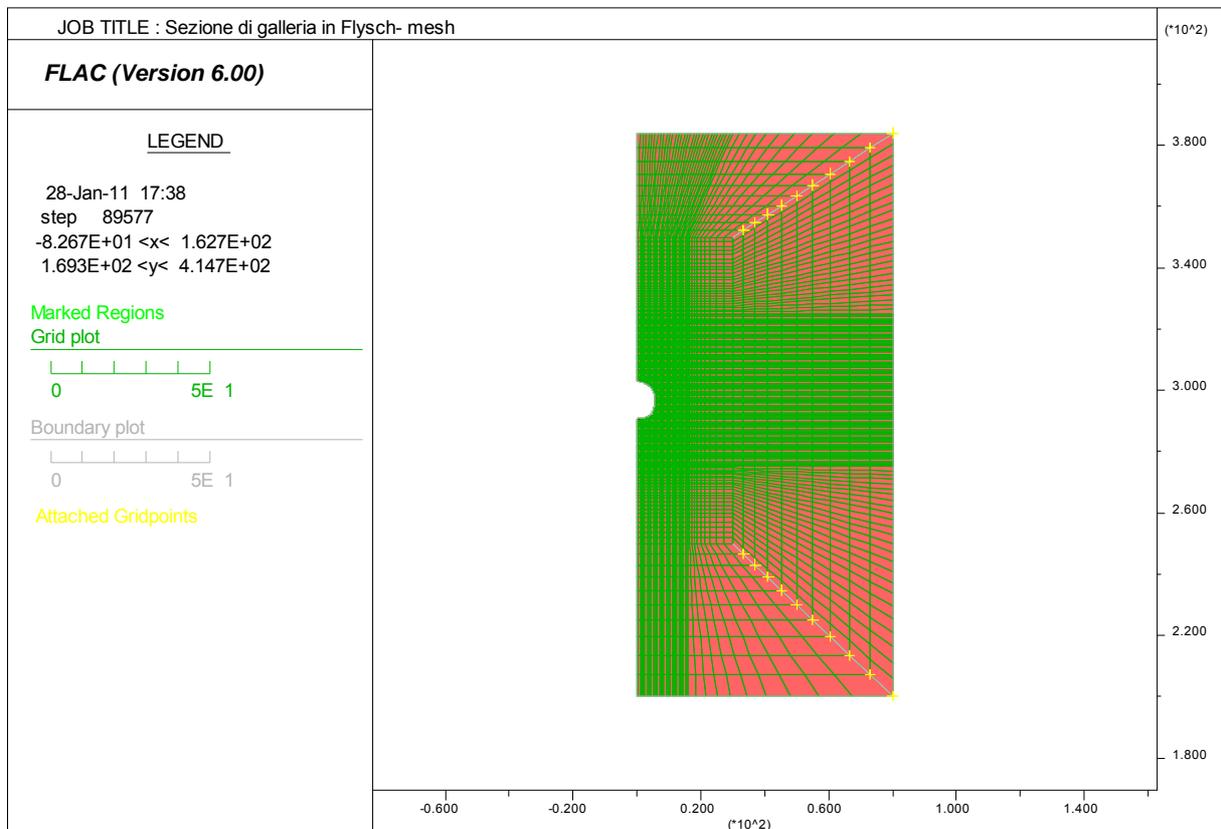
La presenza del terreno all'esterno della zona modellata è stata considerata imponendo opportune condizioni al contorno ed iniziali:

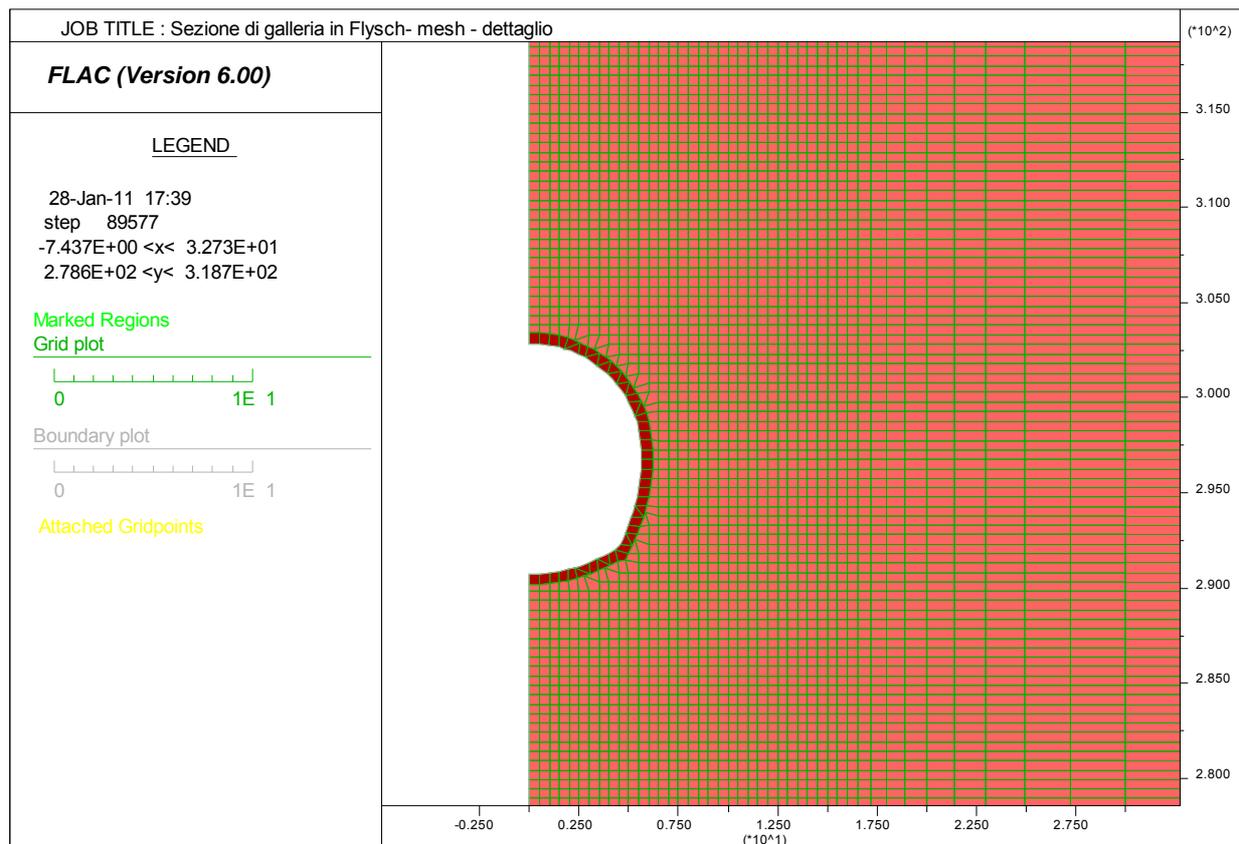
- velocità nulle in direzione x lungo i bordi verticali
- velocità nulle in direzione x ed in direzione y alla base del modello
- carico verticale distribuito di intensità pari a  $\gamma_{\text{terreno}} \times H_{\text{copertura}}$  applicato in sommità; poiché la sommità del modello si trova a quota +384 e il p.c. è a quota 800 m, il carico da applicare al contorno superiore del modello è  $(800-384) \times 23 = 9.568 \text{ kN/m}^3$
- stato di sforzo litostatico dovuto ai carichi applicati, crescente con la profondità e caratterizzato da un coefficiente di spinta a riposo  $K_0 = 0,6$ .

L'esecuzione dello scavo viene suddivisa in due fasi distinte per considerare l'inserimento del supporto di provvisoria.

Durante la prima fase si prevede siano già presenti gli interventi di presostegno (che, nella condizione di fine scavo campo, sopravanzano il fronte di quasi un diametro); viene rimosso il terreno dentro la galleria ed è permesso l'allentamento libero delle pareti dello scavo; raggiunto il valore delle pressioni residue calcolato in base allo studio del fronte (20%), si inserisce il supporto di prima fase costituito da 30 cm di spritz-beton, due centine metalliche HEB220 a passo 80cm.

Si riportano di seguito uno schema generale della mesh utilizzata e un dettaglio della mesh stessa nel quale sono evidenziate le opere di supporto dello scavo.

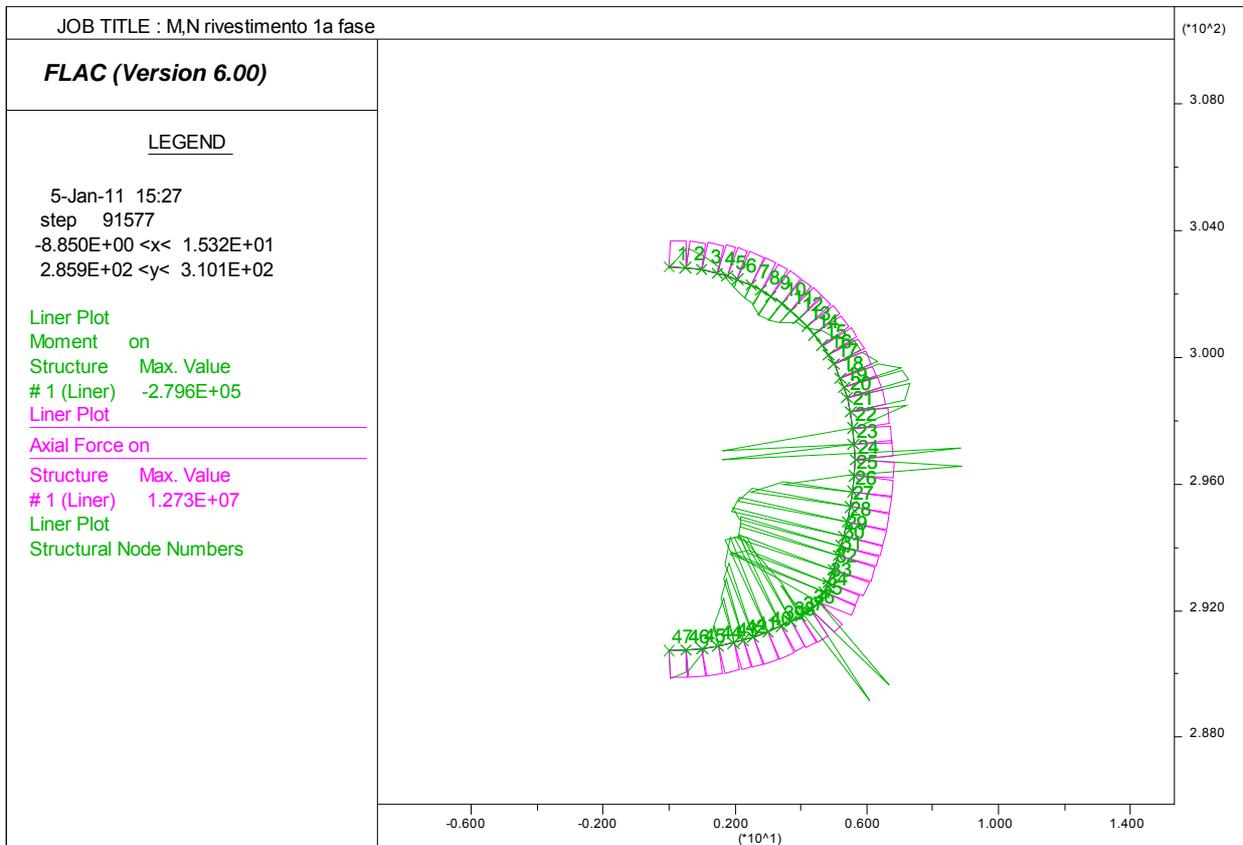
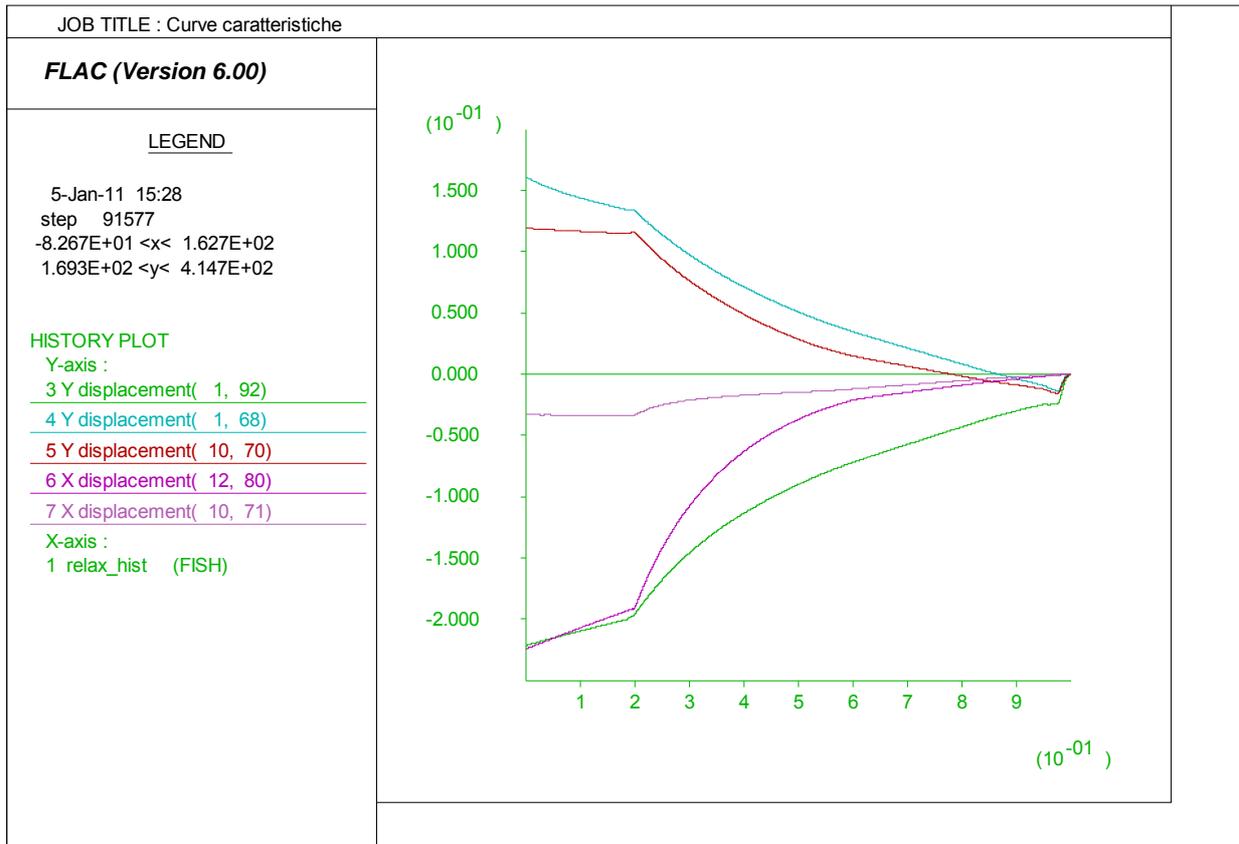


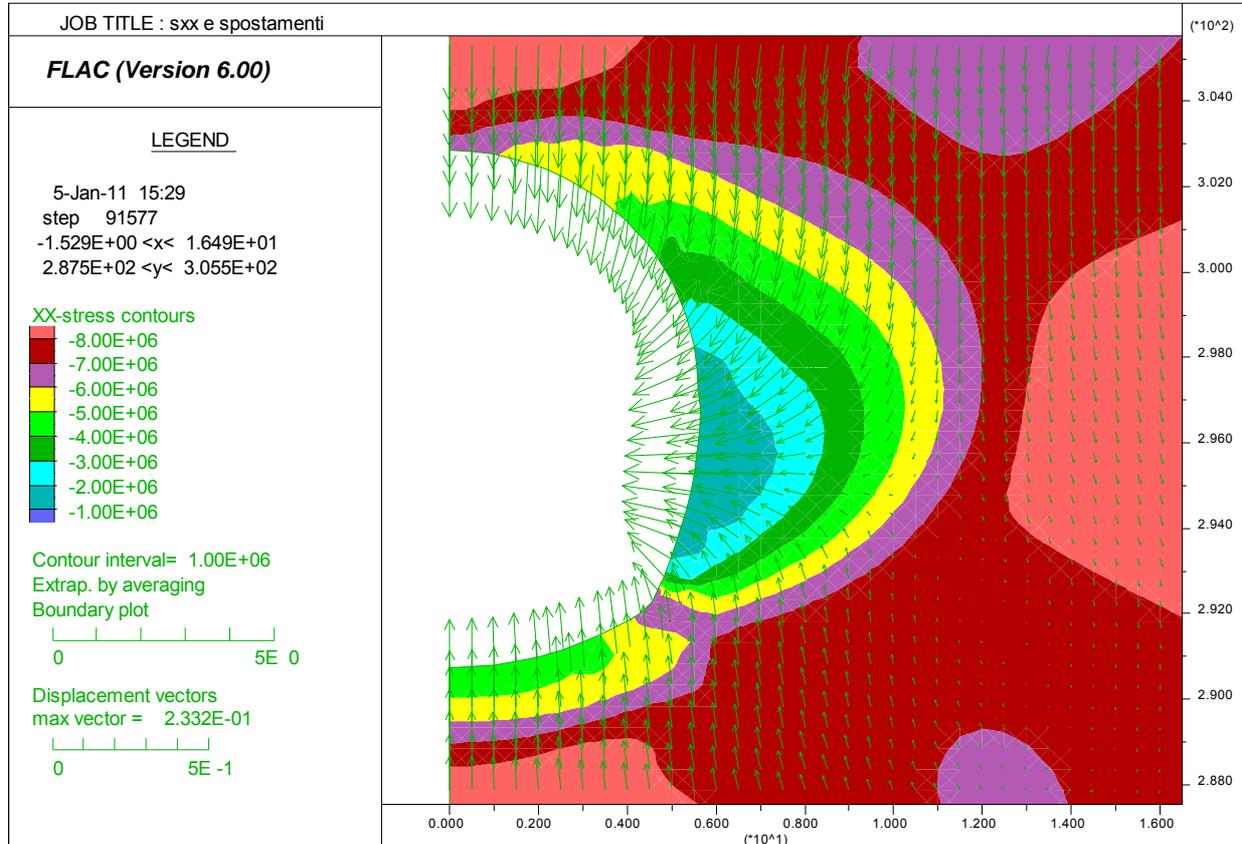
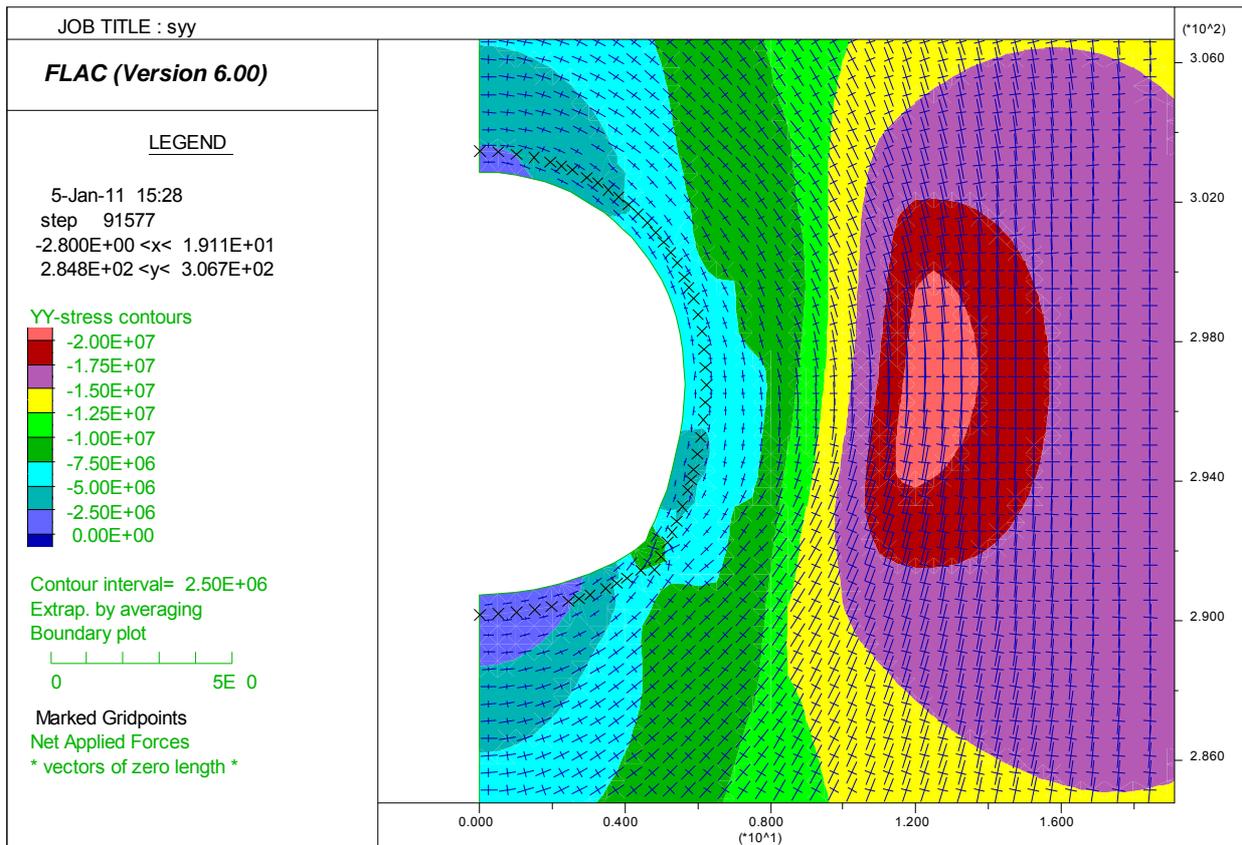


#### 4.3.2.3 Risultati

Si riportano di seguito:

- le curve caratteristiche del cavo (la frazione di allentamento è riportata in ascissa, gli spostamenti radiali in ordinata). Lo spostamento radiale risulta dell'ordine dei 15cm, in ottimo accordo con l'analisi assialsimmetrica
- l'azione assiale e il momento flettente nel rivestimento di 1° fase. Il momento è di entità trascurabile, e comporta pochi cm di eccentricità. L'azione assiale, che giunge ad un massimo di 12,7 MN/m, risulta in ottimo accordo con il valore ricavato dall'analisi assialsimmetrica.
- le mappe a colori dei campi di sforzo e spostamento nell'intorno del cavo.





#### 4.3.2.4 Verifiche del rivestimento di prima fase

Il supporto di prima fase è costituito da uno strato di 30 cm di spritz-beton e da 2 HEB220 disposte a passo 0,8 m.

La resistenza ultima della sezione risulta pertanto:

$$R_d = 0,30 \times f_{cd} + 2/0,80 \times 0,0091 \times f_{yd} = 0,30 \times (0,85 \times 20 / 1,5) + 2/0,80 \times 0,0091 \times 355/1,05 = 3,4 + 7,7 = 11,1 \text{ MN/m}$$

Tale valore risulta praticamente uguale alla massima sollecitazione calcolata ( $S_d = 11,2 \text{ MN/m}$ ), per cui la verifica, anche in considerazione della provvisorietà del supporto, risulta soddisfatta.

Inoltre, premesso che la sezione qui studiata involuppa tutte le peggiori situazioni possibili (massime coperture e minimi parametri di resistenza), l'introduzione del rivestimento di 2° fase a breve distanza dal fronte potrà ridurre l'eccessivo stato tensionale del rivestimento di 1° fase.

Si rimanda alla fase esecutiva per la messa a punto di tale metodologia esecutiva, peraltro assai comune in scavi di questo tipo.

### 4.3.3 **Caverna centrale**

Quale studio della situazione più complessa e onerosa fra tutte le caverne e cameroni in progetto, si presenta la caverna centrale, nella sezione trasversale mediana.

Il calcolo automatico è stato impiegato per giungere alla sezione di progetto attraverso l'esecuzione di una serie di calcoli, che si differenziano sia per la geometria e le sequenze di scavo, sia per l'entità dei supporti di prima fase e dei rivestimenti definitivi.

La soluzione qui presentata risulta fattibile sotto il profilo statico, allo stato attuale delle conoscenze geotecniche, e si caratterizza essenzialmente per:

- scavo della caverna fino a quota 292 in più fasi, con esecuzione di bulloni radiali e rivestimento di prima fase in betoncino proiettato armato
- scavo della parte inferiore a pozzi da realizzare fra diaframmi in c.a., uno per ciascuna macchina, irrigiditi dalle solette di contrasto in c.a.

Il metodo di calcolo è sostanzialmente lo stesso presentato al par. 0e viene suddiviso in due modelli separati per la parte di caverna sopra quota 292 e la parte a pozzi sottostante:

- 1) lo scavo della caverna fino a quota 292 viene simulato con un modello piano alle deformazioni, come quello delle gallerie presentato ai paragrafi precedenti; lo stato deformativo della calotta viene registrato come curva caratteristica e si ha inoltre la stima delle massime sollecitazioni nel rivestimento di 1° fase
- 2) lo scavo a pozzo viene invece simulato con un modello assialsimmetrico, che comprende anche – in modo approssimato – lo scavo della caverna soprastante che rimane trasformata in una cupola assialsimmetrica; si ottengono le sollecitazioni verticali e circonferenziali nei pannelli di paratia e nelle strutture in c.a. da realizzare in prima fase nei pozzi.

#### 4.3.3.1 **Modello della caverna sopra quota 292**

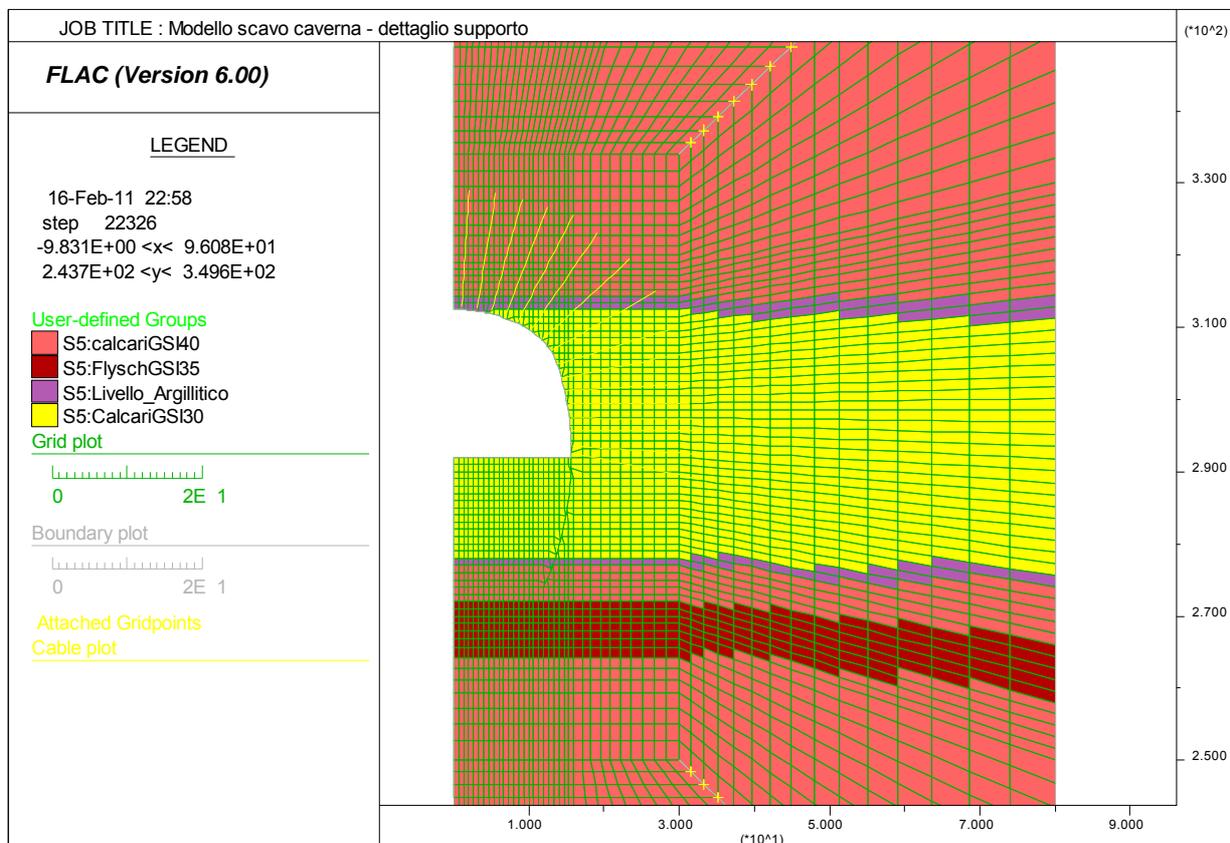
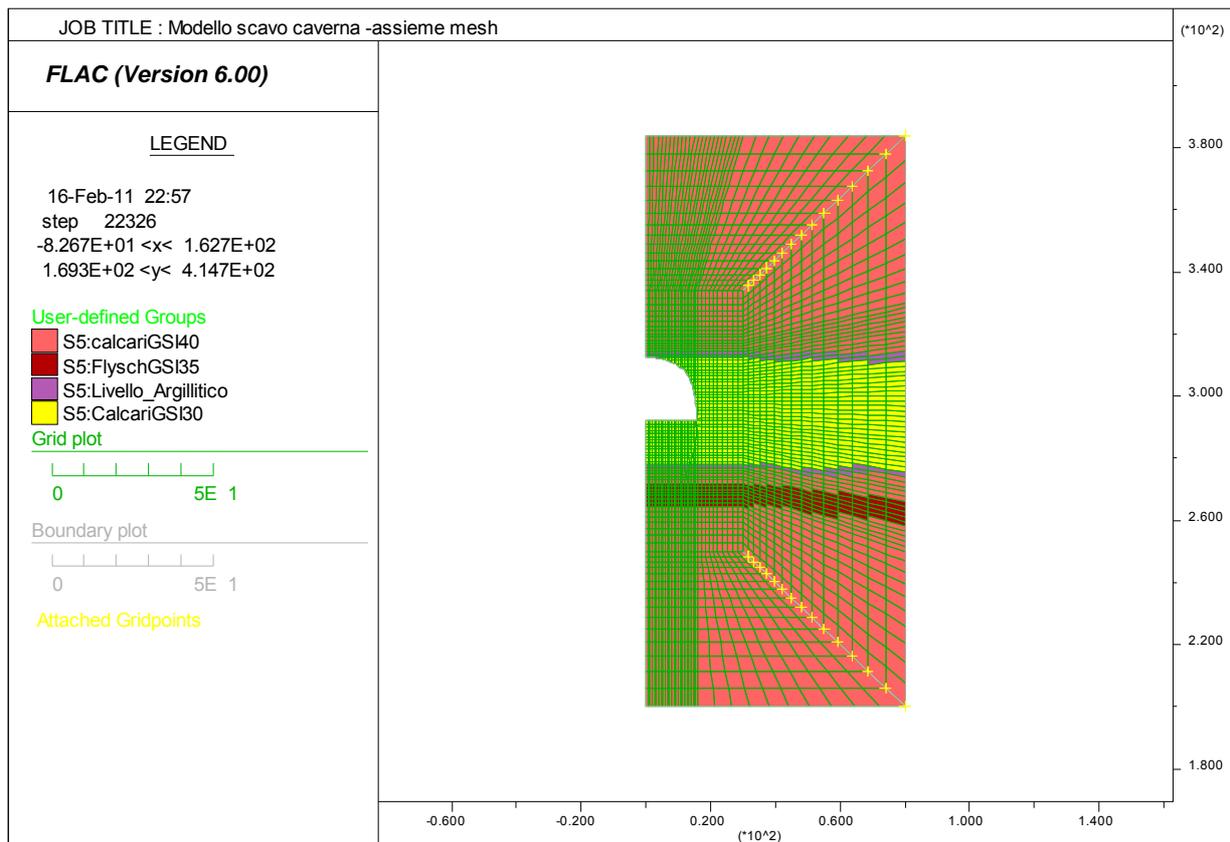
La mesh utilizzata rappresenta un'ampia porzione di terreno delle dimensioni di 80 m da asse caverna (si sfrutta la simmetria del problema) per 180 m di sviluppo verticale attorno alla zona di scavo, in condizioni piane alle deformazioni, ed è discretizzata con una griglia di 100 righe per 49 colonne, con una dimensione caratteristica di 0,5 m nelle vicinanze della galleria e diradanti verso i bordi del modello.

La presenza del terreno all'esterno della zona modellata è stata considerata imponendo opportune condizioni al contorno ed iniziali:

- velocità nulle in direzione x lungo i bordi verticali
- velocità nulle in direzione x ed in direzione y alla base del modello
- carico verticale distribuito di intensità pari a  $\gamma_{\text{terreno}} \times H_{\text{copertura}}$  applicato in sommità; poiché la sommità del modello si trova a quota +384 e il p.c. è a quota 800 m, il carico da applicare al contorno superiore del modello è  $(800-384) \times 23,5 = 9.776 \text{ kN/m}^3$
- stato di sforzo litostatico dovuto ai carichi applicati, crescente con la profondità e caratterizzato da un coefficiente di spinta a riposo  $K_0 = 0,6$ .

L'esecuzione dello scavo viene suddivisa in tre fasi distinte per considerare l'inserimento delle chiodature di supporto (rilassamento = 30%) e rivestimento di 1° fase (rilassamento = 95%).

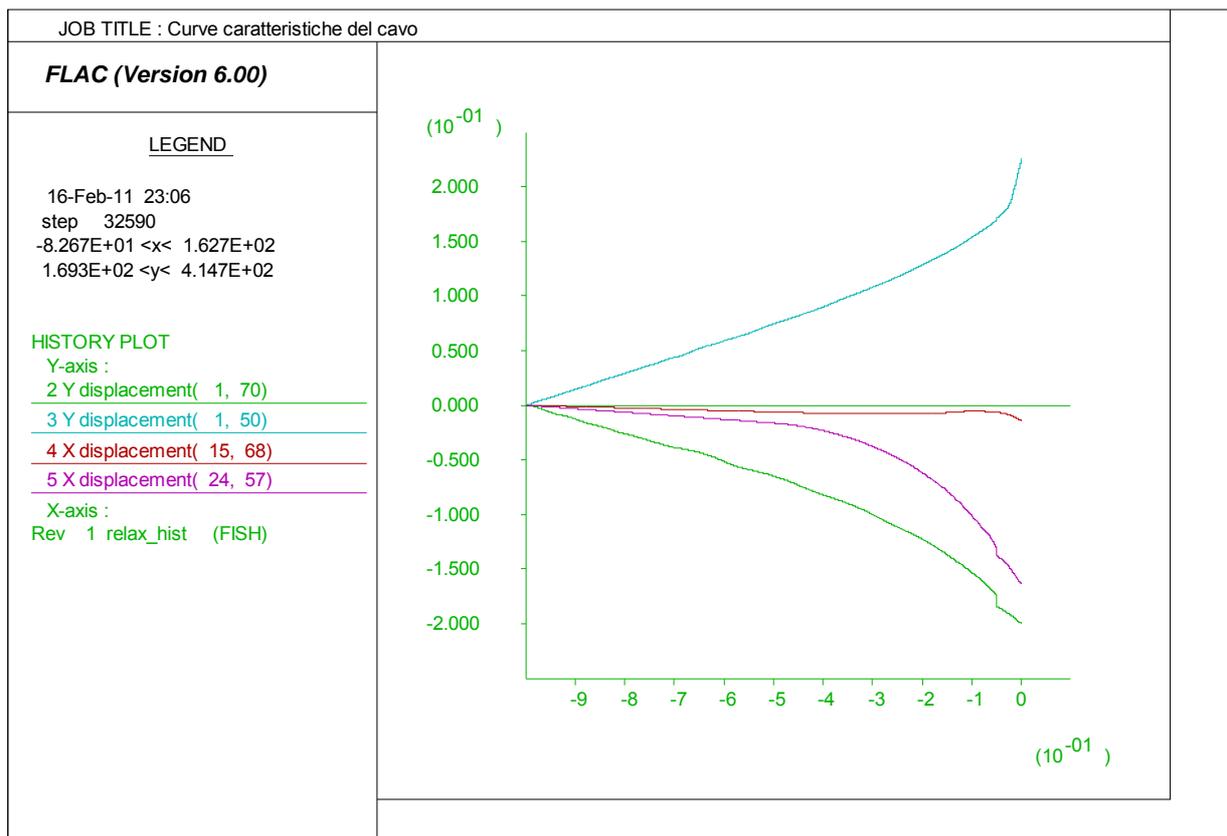
Si riportano di seguito uno schema generale della mesh utilizzata e un dettaglio della mesh stessa nel quale sono evidenziate le opere di supporto dello scavo.

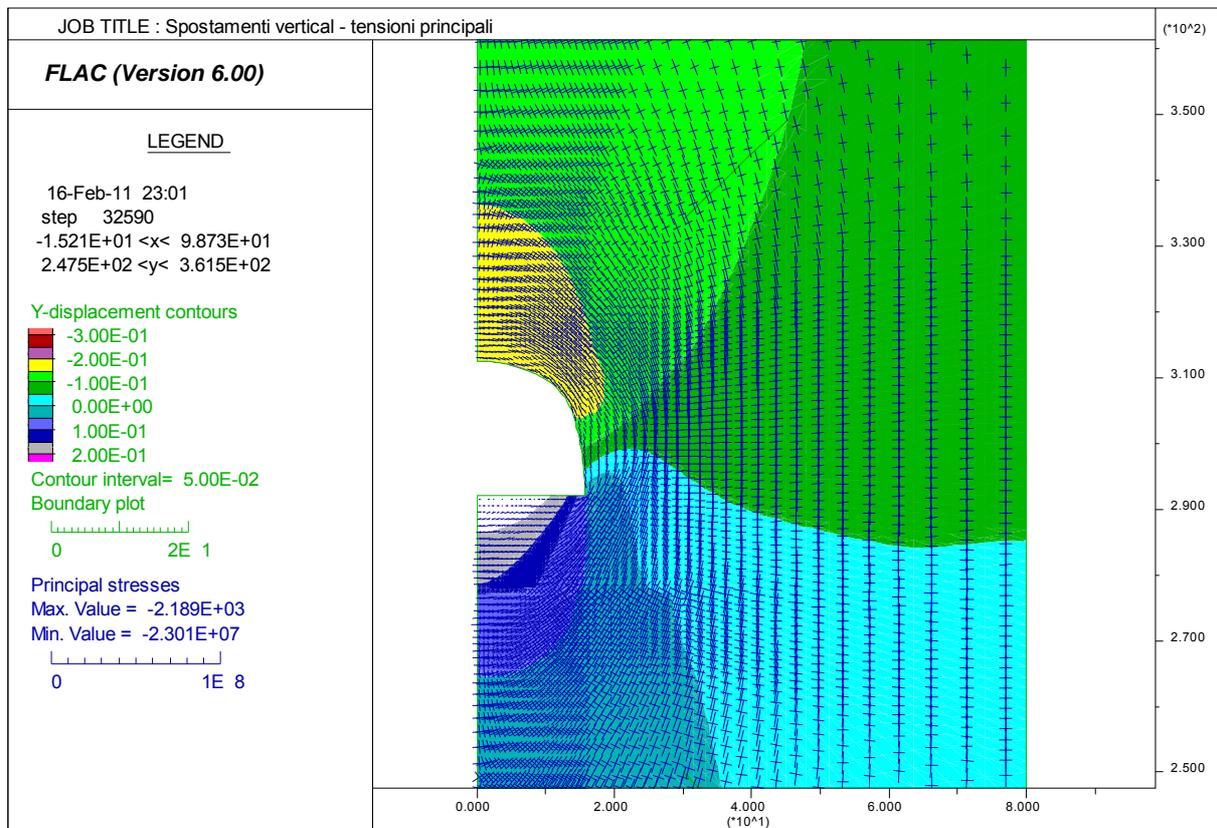
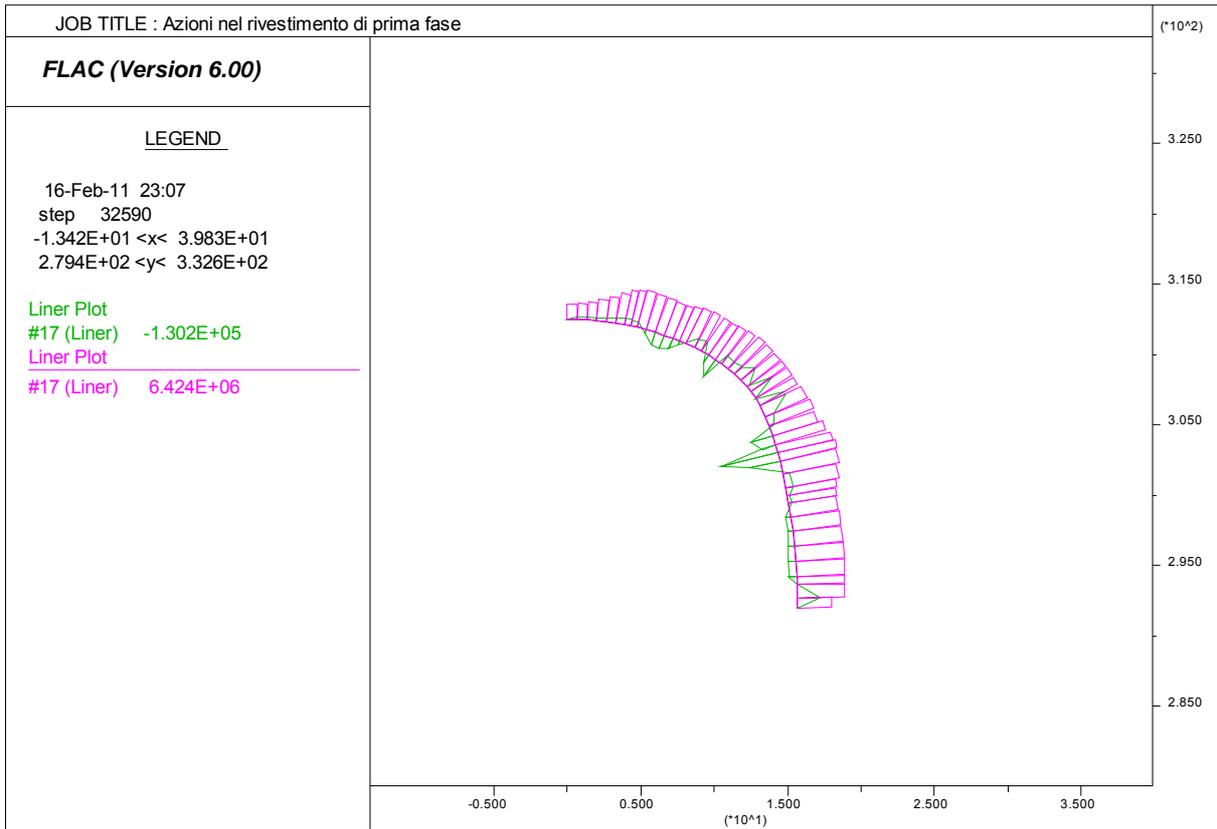


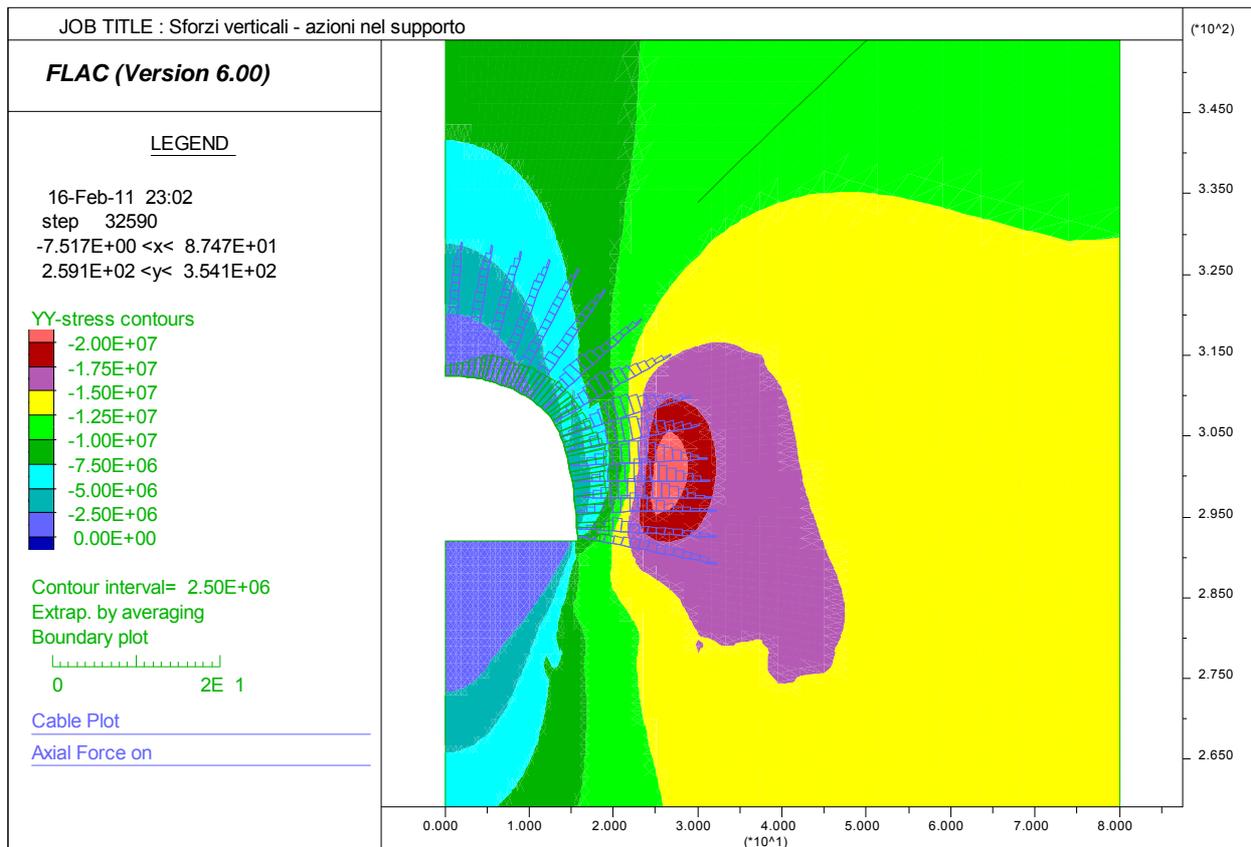
### 4.3.3.2 Risultati

Si riportano di seguito:

- la curve caratteristiche del cavo (la frazione di allentamento è riportata in ascissa, gli spostamenti radiali in ordinata). Lo spostamento radiale risulta dell'ordine dei 20cm
- l'azione assiale e il momento flettente nel rivestimento di 1° fase. Il momento è di entità trascurabile, e comporta pochi cm di eccentricità. L'azione assiale giunge ad un massimo di 6,4 MN/m.
- le mappe a colori dei campi di sforzo e spostamento nell'intorno del cavo e le azioni assiali nella bullonatura.







#### 4.3.3.3 Verifiche del rivestimento di prima fase

Il supporto di prima fase è costituito da uno strato di 30 cm di spritz-beton fibrorinforzato, o armato con rete elettrosaldata. In considerazione delle levatissime sollecitazioni, si ricorrerà a betoncino proiettato di elevatissime qualità, e specificamente, ad una classe di resistenza C35/45.

La resistenza ultima della sezione risulta pertanto:

$$R_d = 0,30 \times f_{cd} = 0,30 \times (0,85 \times 35 / 1,5) = 5,95 \text{ MN/m}$$

Tale valore risulta inferiore del 7% circa alla massima sollecitazione calcolata ( $S_d = 6,42 \text{ MN/m}$ ), per cui la verifica, anche in considerazione della provvisorietà del supporto, può essere considerata soddisfatta.

Inoltre, l'introduzione del rivestimento di 2° fase a breve distanza dal fronte, nell'ultima fase di ribasso potrà ridurre lo stato tensionale del rivestimento di 1° fase. Si rimanda alla fase esecutiva per la messa a punto di tale metodologia esecutiva, peraltro assai comune in scavi di questo tipo.

#### 4.3.3.4 Modello dei pozzi sotto quota 292

La mesh utilizzata rappresenta la medesima porzione di terreno (delle dimensioni di 80 m da asse caverna per 180 m di sviluppo verticale attorno alla zona di scavo), con schema di assialsimmetria, ed è discretizzata con una griglia di 100 righe per 49 colonne, con una dimensione caratteristica di 0,5 m nelle vicinanze della galleria e diradanti verso i bordi del modello.

La presenza del terreno all'esterno della zona modellata è stata considerata imponendo opportune condizioni al contorno ed iniziali:

- velocità nulle in direzione x lungo i bordi verticali
- velocità nulle in direzione x ed in direzione y alla base del modello

- carico verticale distribuito di intensità pari a  $\gamma_{\text{terreno}} \times H_{\text{copertura}}$  applicato in sommità; poiché la sommità del modello si trova a quota +384 e il p.c. è a quota 800 m, il carico da applicare al contorno superiore del modello è  $(800-384) \times 23,5 = 9.776 \text{ kN/m}^3$
- stato di sforzo litostatico dovuto ai carichi applicati, crescente con la profondità e caratterizzato da un coefficiente di spinta a riposo  $K_0 = 0,6$ .

Il modello rappresenta ovviamente anche tutte le opere sopra quota 292, le quali, causa l'approccio assialsimmetrico, vengono deformate in una struttura a cupola. I risultati sopra quota 292 non sono dunque di interesse, mentre lo stato tensionale sotto tale quota può essere considerato un buona approssimazione di quello reale, nella sezione più gravosa, ovvero dove il pozzo è quasi tangente al piedritto della caverna soprastante.

L'esecuzione dello scavo di calotta, anche se non di interesse, deve essere comunque eseguito per generale lo stato tensionale all'inizio dello scavo pozzi; esso viene svolto in un'unica fase con contestuale inserimento del rivestimento definitivo, che si prevede già eseguito prima dell'inizio dello scavo dei pozzi.

Si procede quindi alla generazione degli elementi paratia e del solettone a quota 292 che, a causa delle dimensioni del reticolo, non sono in grado di simulare gli effetti flessionali, ma solo le azioni assiali, che saranno comunque prevalenti (effetto cerchiaggio del pozzo).

Da questa fasce in poi, la deformabilità della roccia di nostro interesse è principalmente quella orizzontale, innescata dagli scavi a pozzo. Il modulo di elasticità fin qui adottato (che nella fascia dei pozzi è di circa 2GPa) è stato ricavato in base all'indice GSI (v. par. 4.1.2.3.1), e dunque è un valore sostanzialmente isotropo.

Nel caso in esame, osserviamo che, essendo la stratificazione suborizzontale, verranno impegnate in modo assolutamente prevalente le deformabilità degli stati lapidei nel loro piano, che, a causa della forte compressione causata dall'elevata copertura, tenderanno a comportarsi come lastre continue, il cui modulo di elasticità è prossimo a quello della roccia.

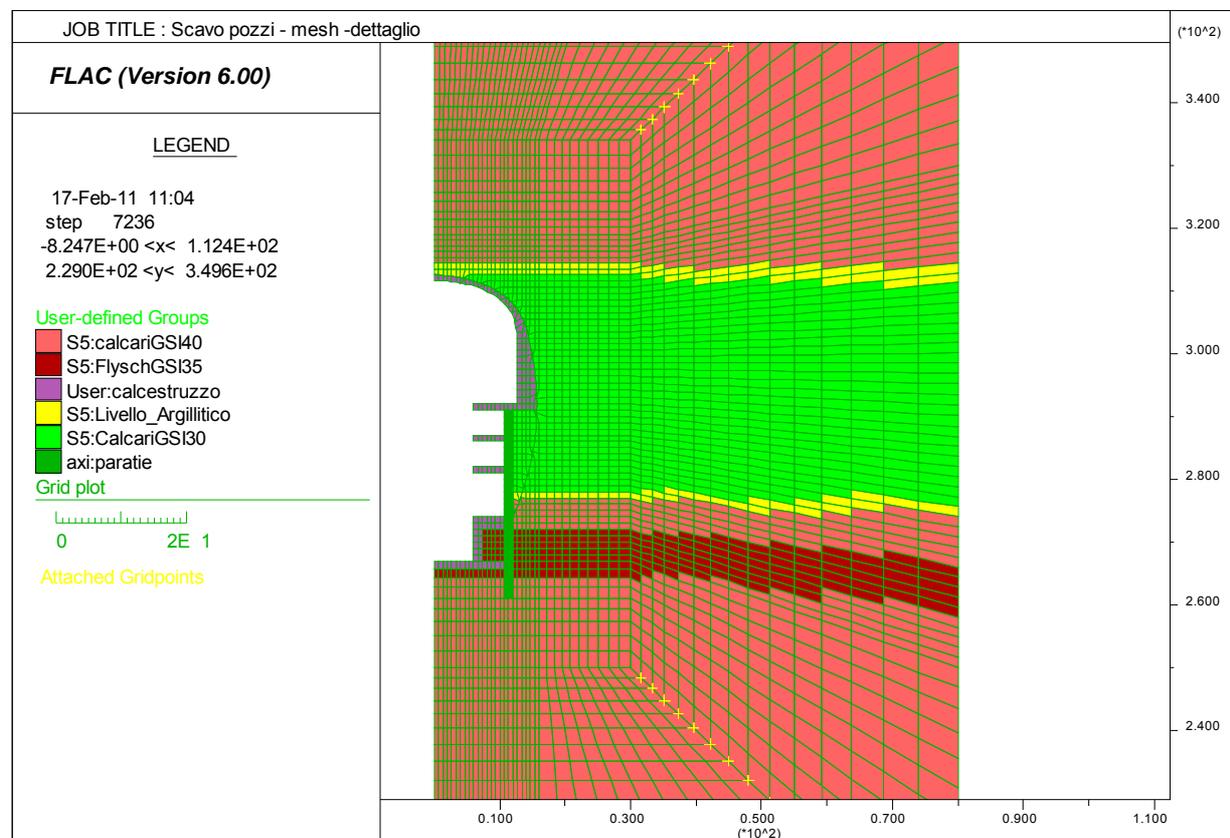
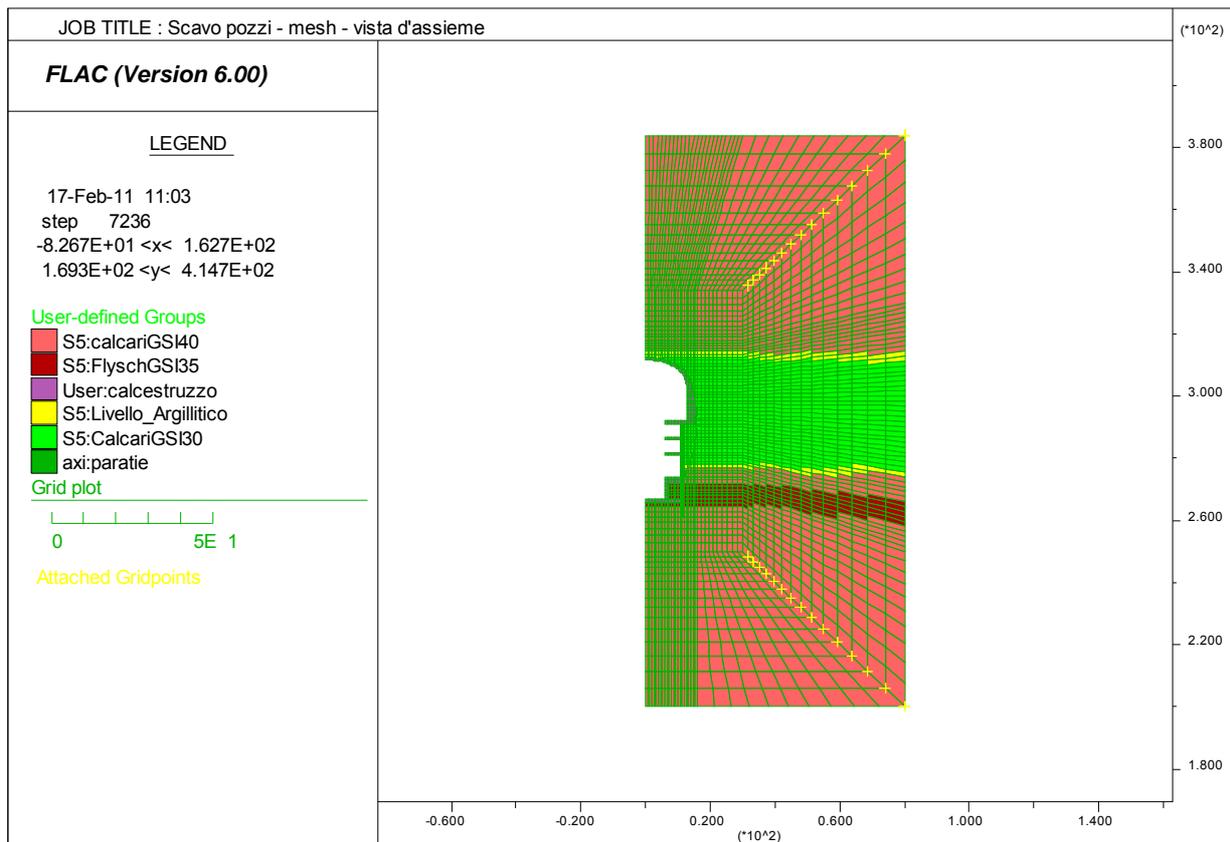
Nella zona in esame sono ad oggi disponibili due prove di compressione uniassiale, su campioni di roccia:

n°	Campione	quota m/slm	$\sigma_c$ MPa	Es MPa	v
1	S6 Ca	372	48,59	37,26	0,29
2	S6 C12	293	33,71	26,10	0,28

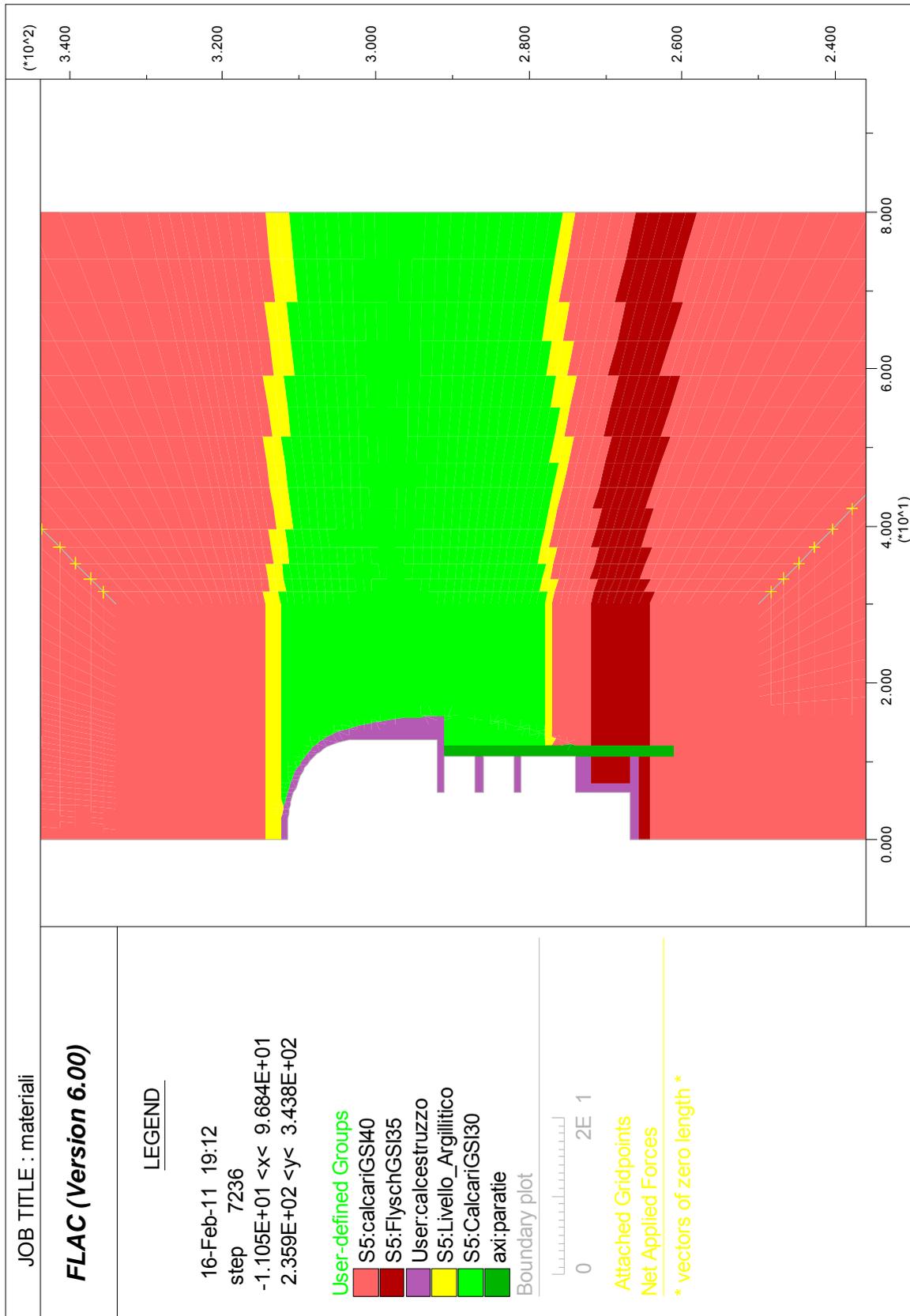
Si ritiene quindi che un valore di 24 GPa, pari al 92% del valore più basso riscontrato e al 75% del valore medio, possa costituire una stima realistica pur cautelativa del modulo E. Pertanto, in questa fase finale dell'analisi, il modulo E della roccia sotto quota 292, e fino alla quota base del pozzo, è stato portato a tale valore.

Si procede quindi alla rimozione del terreno entro il pozzo e alla contestuale formazione dei principali orizzontamenti, destinati a contrastare le spinte della roccia assieme alle paratie.

Si riportano di seguito uno schema generale della mesh utilizzata e un dettaglio della mesh stessa nel quale sono evidenziate le opere di supporto dello scavo e le diverse formazioni rocciose considerate.



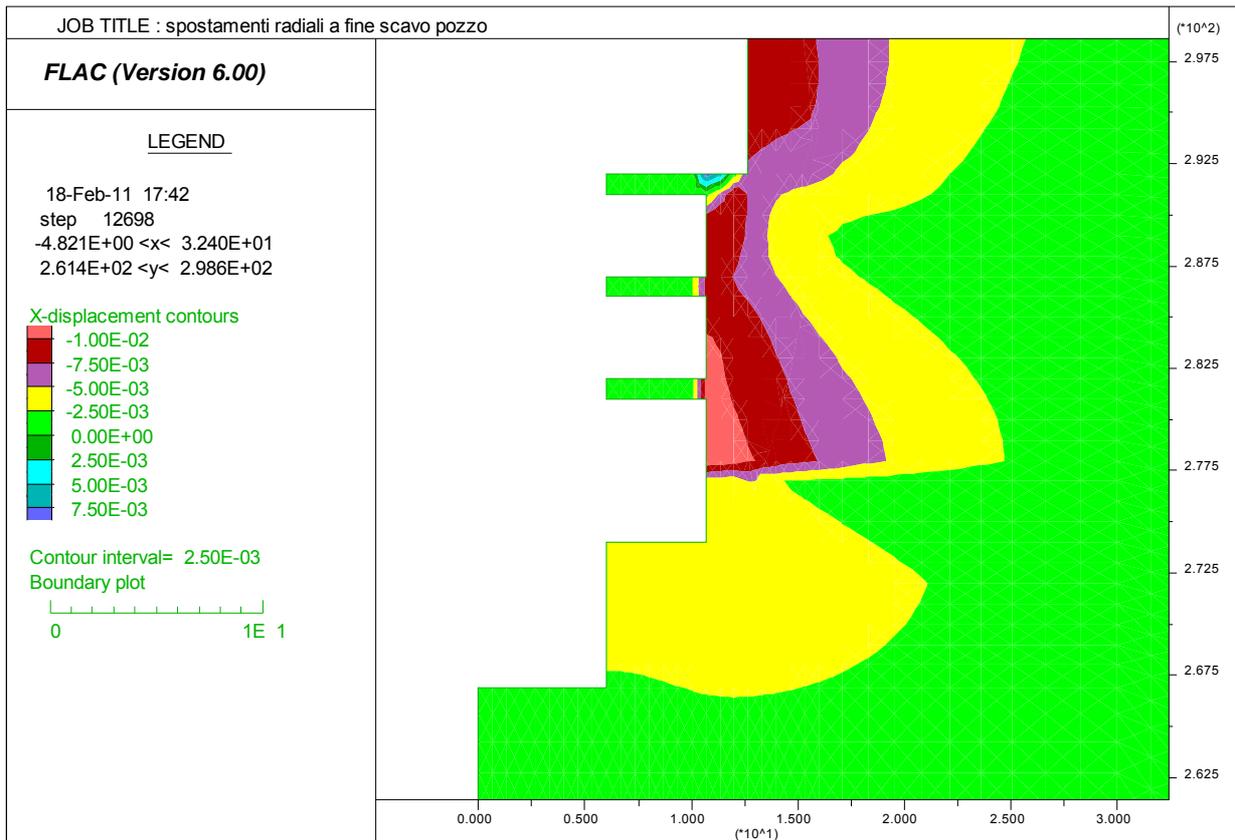
La figura alla pagina seguente riporta con colori diversi i vari materiali impiegati nell'analisi.

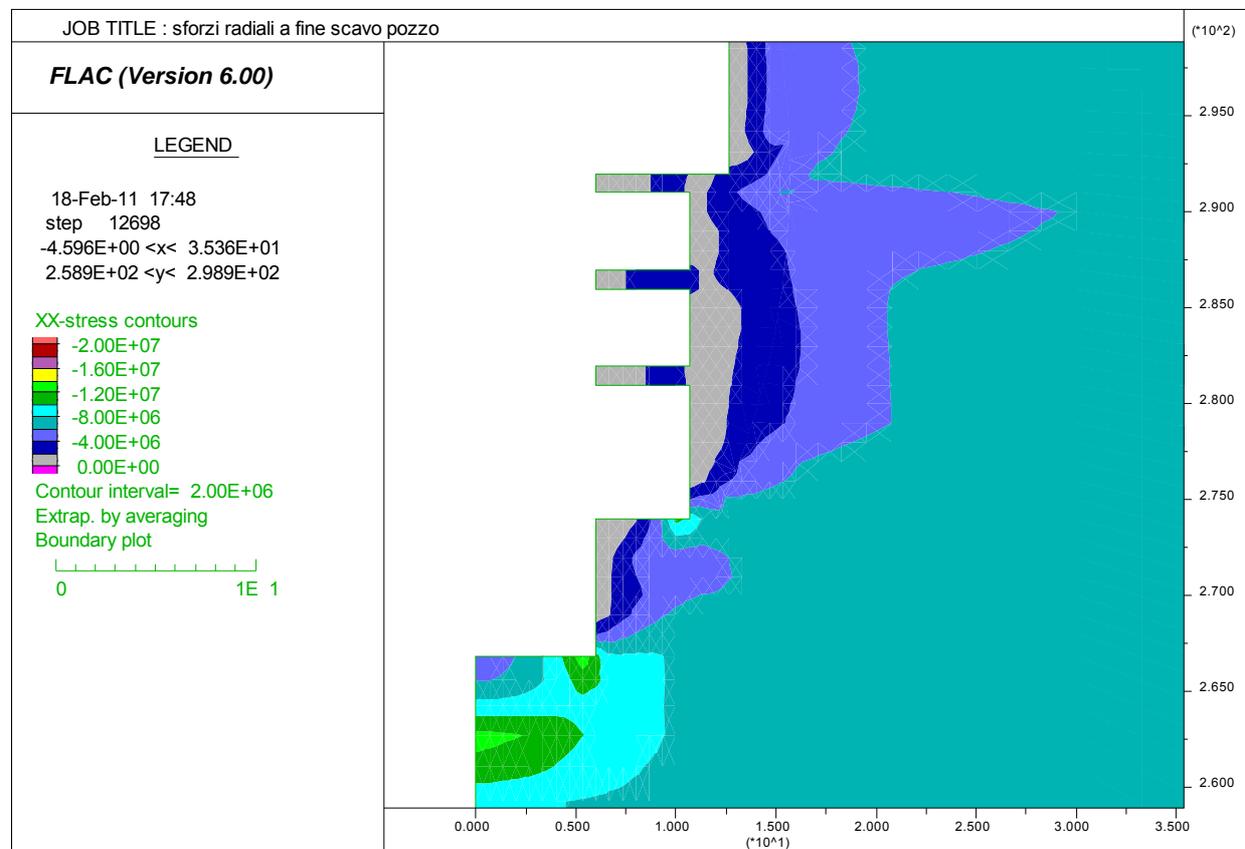
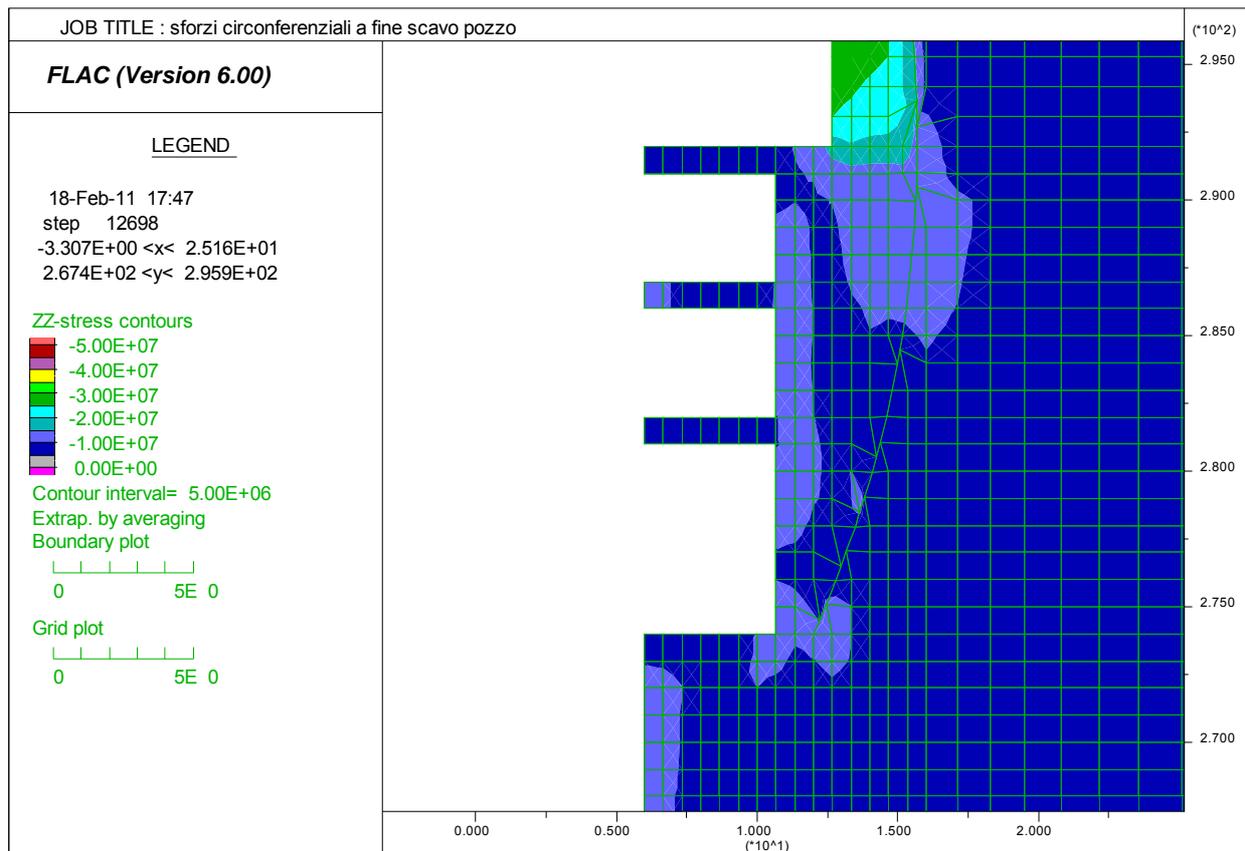


#### 4.3.3.5 Risultati

Si riportano di seguito:

- gli spostamenti radiali nella zona del pozzo). Lo spostamento radiale risulta inferiore a 2 cm
- la componente sxx del tensore di sforzo, ovvero gli sforzi orizzontali che al contorno del pozzo determinano le pressioni agenti dall'esterno sulle paratie, e che si attestano attorno a valori variabili da 2 a 5 MPa;
- la componente szz, ovvero gli sforzi circonferenziali che vengono indotti nelle strutture (paratie e solette) e che nello spessore delle paratie giungono ad un massimo di 25 MPa; valori maggiori si rilevano nelle solette, per le quali tuttavia il modello non è sufficientemente accurato





### 4.3.3.6 Verifiche di resistenza

Allo scopo di dimostrare la fattibilità dell'opera, si considera la sollecitazione circonferenziale nelle paratie del pozzo nel punto di massima concentrazione.

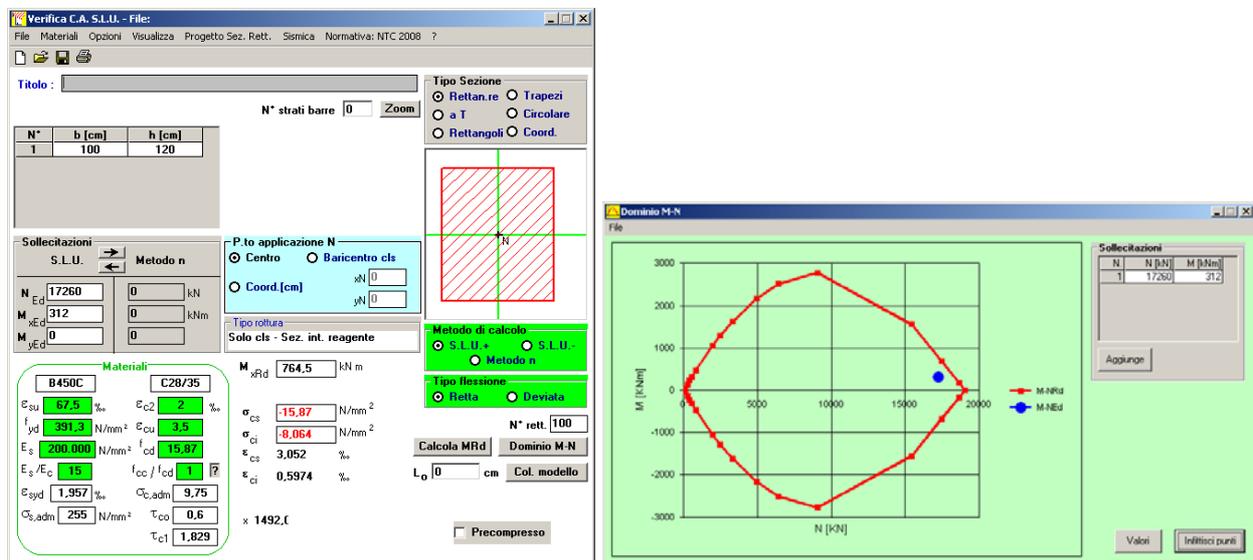
Tale verifica è condotta in condizioni estremamente cautelative, sia per la schematizzazione di calcolo, che per l'aver trascurato tutti i contributi delle strutture interne (controfodera in c.a.) che collaboreranno con le paratie al contrasto dell'azione circonferenziale.

Lo sforzo ha andamento trapezio, con un massimo di 12 MPa alla faccia interna (in corrispondenza di una soletta di contrasto) e 10 MPa alla faccia a contatto con la roccia. Le azioni SLU che ne nascono sono:

$$N_u = (12.000 + 10.000) / 2 \times 1,2 \times 1,3 = 17.160 \text{ kN/m}$$

$$M_u = (12.000 - 10.000) / 2 \times 1,2^2 / 6 \times 1,3 = 312 \text{ kNm/m}$$

Considerando un calcestruzzo di classe C28/35e trascurando il contributo dell'armatura, che è discontinua in corrispondenza dei giunti fra pannelli, la resistenza ultima della sezione risulta superiore alla sollecitazione, come da diagramma qui sotto riportato:



Nell'ottica dello scopo della presente relazione, pertanto, la verifica si può ritenere soddisfatta.

Si osservi che, in sede esecutiva tenendo conto del dettaglio delle fasi esecutive e delle strutture definitive in c.a. che vengono realizzate all'interno dei pozzi, i valori di sollecitazioni si attesteranno su un quadro alquanto più favorevole.

Qualora infine la caratterizzazione geomeccanica della roccia in fase esecutiva porti alla determinazione di parametri tali da far ipotizzare un aumento di queste sollecitazioni (ad es., per un minor modulo di elasticità della roccia), si considera la possibilità di sostituire i diaframmi, che formano un anello continuo molto rigido, con pali trivellati di diametro 1000 – 1500 mm, ravvicinati, ma non completamente accostati, che, pur garantendo la completa stabilizzazione delle pareti dei pozzi, consentirebbero lo svilupparsi di maggiori convergenze e di conseguenza di ridurre le pressioni radiali esercitate dall'ammasso roccioso sul rivestimento. L'impatto di questa variante sul progetto, sia sotto il profilo economico che sotto l'aspetto organizzativo (macchine e tempi di lavorazione analoghi) è molto modesto e non apprezzabile al livello attuale della progettazione.