



FERROVIE EMILIA ROMAGNA

Linea SFM2 Bologna-Portomaggiore: adeguamento della progettazione definitiva e coordinamento per sicurezza in fase di progettazione per la realizzazione del completamento dell'interramento della tratta urbana di Bologna della Linea SFM2 Bologna-Portomaggiore e Redazione del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica relativo al raddoppio del binario tra la fermata di Bologna-Via Larga e la stazione di Budrio (CIG 754332765C).

## PROGETTO DEFINITIVO



### FERMATE - PROGETTO STRUTTURALE

FERMATA VIA LARGA

RELAZIONE DI CALCOLO

CARTELLA N° 4.2

FER\_BP\_D\_T2 STR\_FLA\_R\_001\_A

DATA	CODICE RELAZIONE		REV.
31/10/2019	FER BP D T2	STR FLA R001	0

AGGIORNAMENTI						
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	VISTO
0	Emissione finale	31/10/2019	M. Tondi	D. Fratti	A. Frascari	V. Floria

<u>Responsabile del progetto e dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche:</u>  <p align="center"><b>Ing. Vincenza Floria</b> Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino, n. 8042 (Firmato digitalmente)</p>	<u>Il Progettista:</u>  <p align="center"><b>Ing. Alessandro Frascari</b> Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bologna, n. 7115A (Firmato digitalmente)</p>	<u>Il Responsabile Unico del Procedimento:</u>  <p align="center"><b>Ing. Fabrizio Maccari</b> (Firmato digitalmente)</p>
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
2.1	Documenti del progetto di riferimento .....	5
2.2	Elaborati grafici associati alla presente relazione tecnica.....	5
2.3	Normative .....	6
2.3.1	Norme relative al calcolo strutturale, geotecnico e sismico .....	6
2.3.2	Norme relative ai materiali strutturali .....	7
2.3.3	Norme relative alla resistenza al fuoco delle strutture.....	7
2.3.4	Altre norme/direttive di carattere specifico .....	7
2.3.5	Raccomandazioni e standard specifici per il calcolo geotecnico .....	8
2.4	Riferimenti bibliografici .....	8
2.4.1	RIFERIMENTI PER CALCOLO STRUTTURALE.....	8
2.4.2	RIFERIMENTI PER CALCOLO SISMICO.....	8
2.4.3	RIFERIMENTI PER CALCOLO GEOTECNICO.....	9
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI.....</b>	<b>10</b>
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....</b>	<b>13</b>
4.1	Unità geotecniche.....	13
4.2	Inquadramento idrogeologico.....	13
4.3	Parametri geotecnici .....	15
<b>5</b>	<b>DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO.....</b>	<b>16</b>
5.1	Sezioni rappresentative della Stazione via Larga .....	16
<b>6</b>	<b>SCENARI DI RIFERIMENTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE, REQUISITI PRESTAZIONALI E CONDIZIONI DI CALCOLO .....</b>	<b>19</b>
6.1	Combinazioni di carichi e requisiti normativi.....	19
6.2	Caratterizzazione delle strutture e condizioni sismiche .....	20
6.2.1	Considerazioni generali .....	20
6.2.2	Accelerazione massima al suolo .....	20
6.2.3	Comportamento sismico.....	22
6.3	Resistenza al fuoco .....	24
6.4	Criteri di verifica .....	24
6.4.1	Verifiche degli elementi strutturali di contenimento del terreno.....	24

6.4.2	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) sezioni in c.a. ....	25
6.4.3	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio sezioni in c.a. ....	26
<b>7</b>	<b>STAZIONE VIA LARGA: ANALISI E VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DELLE OPERE DI SOSTEGNO .....</b>	<b>27</b>
<b>7.1</b>	<b>Modellazione di calcolo .....</b>	<b>27</b>
<b>7.2</b>	<b>Definizione dei materiali nei modelli numerici .....</b>	<b>30</b>
<b>7.3</b>	<b>Metodologia d'intervento e fasi operative .....</b>	<b>32</b>
7.3.1	Sezione TIPO La1 .....	33
7.3.2	Sezione TIPO La2 .....	37
<b>7.4</b>	<b>Analisi dei carichi .....</b>	<b>42</b>
7.4.1	Pesi propri e carichi permanenti portati .....	42
7.4.2	Spinte delle terre, dell'acqua di falda e dei fabbricati .....	42
7.4.3	Carichi mobili ed altri sovraccarichi variabili antropici .....	42
7.4.4	Azioni sismiche .....	43
7.4.5	Altre azioni .....	43
<b>7.5</b>	<b>Sollecitazioni sugli elementi strutturali.....</b>	<b>43</b>
7.5.1	Sollecitazioni pannello TIPO La1 .....	44
7.5.2	Sollecitazioni pannelli TIPO La2.....	47
<b>7.6</b>	<b>Verifiche degli elementi strutturali .....</b>	<b>49</b>
7.6.1	Verifica pannelli TIPO La1 .....	49
7.6.2	Verifica pannelli TIPO La2.....	52
<b>8</b>	<b>STAZIONE VIA LARGA: ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI DELLE STRUTTURE DI STAZIONE.....</b>	<b>55</b>
<b>8.1</b>	<b>Modellazione di calcolo .....</b>	<b>55</b>
<b>8.2</b>	<b>Metodologia d'intervento e fasi operative .....</b>	<b>57</b>
<b>8.3</b>	<b>Analisi dei carichi .....</b>	<b>58</b>
8.3.1	Pesi propri e permanenti portati .....	58
8.3.2	Spinte delle terre e dell'acqua di falda .....	58
8.3.3	Carichi mobili e altri sovraccarichi variabili antropici .....	59
8.3.4	Azioni sismiche .....	62
<b>8.4</b>	<b>Sollecitazioni sugli elementi strutturali.....</b>	<b>63</b>
8.4.1	Riepilogo delle Condizioni Elementari di carico (CCE) .....	63
8.4.2	Combinazioni di carico .....	63

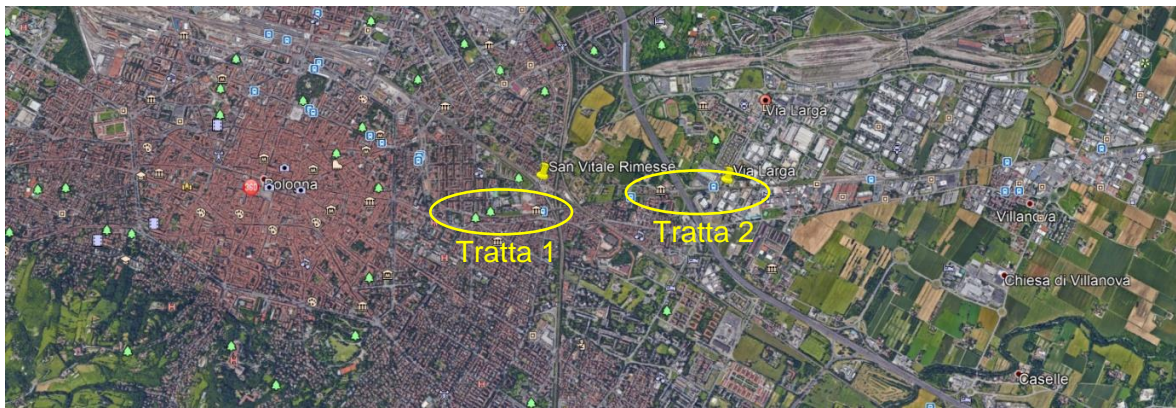
8.4.3	Sollecitazioni ottenute dai diversi modelli di calcolo considerati .....	63
<b>8.5</b>	<b>Verifiche degli elementi strutturali .....</b>	<b>66</b>
<b>9</b>	<b>ANALISI E VERIFICHE IMPALCATO PONTE VIA LARGA (SEZIONE TIPO LA2) .....</b>	<b>76</b>
<b>9.1</b>	<b>Modellazione di calcolo .....</b>	<b>76</b>
<b>9.2</b>	<b>Metodologia d'intervento e fasi operative .....</b>	<b>80</b>
<b>9.3</b>	<b>Analisi dei carichi .....</b>	<b>81</b>
9.3.1	Pesi propri e permanenti portati .....	81
9.3.2	Ritiro e Viscosità (qsh,k) .....	81
9.3.3	Precompressione (P) .....	82
9.3.4	Carichi mobili e altri sovraccarichi variabili antropici .....	85
9.3.5	Carichi accidentali di varia natura .....	86
<b>9.4</b>	<b>Sollecitazioni sugli elementi strutturali .....</b>	<b>86</b>
9.4.1	Combinazioni di carico .....	86
9.4.2	Sollecitazioni ottenute dai modelli di calcolo considerati .....	89
<b>9.5</b>	<b>Verifiche degli elementi strutturali .....</b>	<b>92</b>
9.5.1	Verifiche trave prefabbricata .....	92
<b>10</b>	<b>ALLEGATO A – COMBINAZIONI DI CARICO NEL DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE INTERNE .....</b>	<b>100</b>
<b>11</b>	<b>ALLEGATO B – COMBINAZIONI DI CARICO NEL DIMENSIONAMENTO DEL PONTE VIA RIMESSE .....</b>	<b>101</b>

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione è inquadrata nell'ambito dell'incarico di adeguamento della progettazione definitiva del completamento dell'interramento della Linea ferroviaria Bologna-Portomaggiore, volto all'eliminazione dei passaggi a livello nelle tratte urbane di Bologna tra Zanolini-Rimesse (Tratta 1) e Via Larga (Tratta 2).

La Tratta 1 (Zanolini-Rimesse) è compresa tra le progressive km 2+029,65 e km 3+354,59 della linea, e prevede la realizzazione del completamento della galleria di Zanolini, già realizzata, la predisposizione per la nuova fermata Libia e l'adeguamento dell'esistente Fermata Rimesse.

La Tratta 2 (Via Larga) è compresa tra le progressive km 4+000,00 e km 5+100,00 in corrispondenza dei passaggi a livello di via Cellini e via Larga e consiste nell'abbassamento del binario esistente in corrispondenza della nuova fermata di via Larga e nel rimodellamento di via Scandellara, funzionale alla realizzazione di un parcheggio e di una nuova pista ciclo-pedonale.



**Figura 1: Ubicazione del sito in progetto su immagine satellitare GoogleEarth®**



**Figura 2: Corografia dell'intervento con la localizzazione delle due tratte funzionali T1 e T2**

Scopo della presente relazione è illustrare la disamina della soluzione di Progetto Definitivo di riferimento in relazione al dimensionamento della Stazione Larga, i criteri progettuali adottati, le analisi numeriche e verifiche strutturali a supporto della validazione della stessa e delle modifiche introdotte nell'ambito dell'incarico assegnato alla RTP.

Nei capitoli che seguono, dopo un inquadramento generale delle opere, si riportano i criteri di verifica adottati ed i relativi tabulati di calcolo.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 DOCUMENTI DEL PROGETTO DI RIFERIMENTO

D0 L2 D PG GE 001 – Fermata via Larga Relazione Geologica-Geotecnica

D0 L2 D ST OC 001 – Via Larga Fermata Relazione di Calcolo

D0 L2 D ST OC 002 – Via Larga Fermata Sezioni trasversali

D0 L2 D ST OC 003 – Via Larga Fermata Carpenteria Sezioni trasversali

D0 L2 D ST OC 004 – Via Larga Fermata Carpenteria Scale di accesso

D0 L2 D ST OC 005 – Via Larga Fermata Carpenteria Piante e sezioni longitudinali

### 2.2 ELABORATI GRAFICI ASSOCIATI ALLA PRESENTE RELAZIONE TECNICA

<b>CARTELLA 2.5 – STUDI E INDAGINI - FABBRICATI ED ALTRE STRUTTURE IN INTERFERENZA</b>		
FER_BP_D	T0_INT_GEN_R_001	RELAZIONE TECNICA E SCHEDE DI RILIEVO STRUTTURE

<b>CARTELLA 4.2 – OPERE CIVILI: FERMATE - PROGETTO STRUTTURALE</b>		
FER_BP_D	T2_STR_FL_A_R_001	FERMATA VIA LARGA - RELAZIONE DI CALCOLO
FER_BP_D	T2_STR_FL_A_S_001	FERMATA VIA LARGA - CARPENTERIE - PIANTA PIANO BANCHINA
FER_BP_D	T2_STR_FL_A_S_002	FERMATA VIA LARGA - CARPENTERIE - PIANTA PIANO COPERTURA
FER_BP_D	T2_STR_FL_A_S_003	FERMATA VIA LARGA - CARPENTERIE - SEZIONI TRASVERSALI
FER_BP_D	T2_STR_FL_A_S_003	FERMATA VIA LARGA - CARPENTERIE - SEZIONI LONGITUDINALI
FER_BP_D	T2_STR_FL_A_S_004	FERMATA VIA LARGA - FASI COSTRUTTIVE

<b>CARTELLA 6.1 – OPERE DI PRESIDIO E MONITORAGGI</b>		
FER_BP_D	T0_MOP_GEN_R_001	ANALISI SUBSIDENZE E IMPATTI SU FABBRICATI E MANUFATTI - RELAZIONE TECNICA
FER_BP_D	T0_MOP_GEN_R_002	SISTEMA DI MONITORAGGIO - RELAZIONE TECNICA
FER_BP_D	T0_MOP_GEN_S_001	TIPOLOGIE DI MONITORAGGIO DEGLI EDIFICI
FER_BP_D	T2_MOP_FL_A_S_001	INTERVENTI DI MONITORAGGIO OPERE CIVILI - FERMATA VIA LARGA

## 2.3 NORMATIVE

Gli studi esposti nella presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore.

### 2.3.1 Norme relative al calcolo strutturale, geotecnico e sismico

- D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni";
- C.M. 21 febbraio 2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Gazzetta ufficiale 11/02/2019 n. 35)";

#### Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale

- UNI EN 1990:2006 "Criteri generali di progettazione strutturale";

#### Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

- UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco
- UNI EN 1991-1-3:2015 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
- UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
- UNI EN 1991-1-7:2014 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

#### Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

#### Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

- UNI EN 1993-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-5:2017 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica
- UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio
- UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole

#### Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

- UNI EN 1997-1:2013 Parte 1: Regole generali
- UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

#### Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

- UNI EN 1998-1:2016 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2011 Parte 2: Ponti
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici



### 2.3.2 Norme relative ai materiali strutturali

- UNI EN 206-1:2016 «Calcestruzzo, Parte 1 Specificazione, prestazione, produzione e conformità»;
- UNI 11104:2017 «Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della UNI EN 206-1»;
- UNI EN 197-1-2011 «Cemento: Parte 1 - Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni»;
- UNI EN 10025-1:2005 «Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali», Parte 1 «Condizioni tecniche generali di fornitura»;
- UNI EN 10025-2:2005 «Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali», Parte 2 «Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali».

### 2.3.3 Norme relative alla resistenza al fuoco delle strutture

- UNI EN 1992-1-2:2019 «Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio».
- UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI 9503:2007 «Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di acciaio».
- D.M. del 16 febbraio 2007 «Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione».

### 2.3.4 Altre norme/direttive di carattere specifico

- D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" e successive istruzioni (superato dalla normativa DM17/1/2018 e circolare esplicativa);
- Legge Quadro in materia di Lavori Pubblici 11 febbraio 1994 n. 109 e s.m.i.;
- D.P.R. 21 dicembre 1999 n. 554 "Regolamento di Attuazione della legge quadro in materia di Lavori Pubblici 11 febbraio 1994 n. 109 e s.m.i.";
- Legge 21 dicembre 2001, n. 443 "Delega al Governo in materia di infrastrutture ed insediamenti produttivi strategici ed altri interventi per il rilancio delle attività produttive" pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 299 del 27 dicembre 2001, Suppl. Ordinario n.279;
- Dlgs 190/2002 - "Attuazione della legge 21 dicembre 2001, n. 443, per la realizzazione delle infrastrutture e degli insediamenti produttivi strategici e di interesse nazionale" pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 199 del 26 agosto 2002 – Supplemento Ordinario n. 174;
- C.M.L.P. n. 2535 e applicazione delle norme 25/11/1962 n. 1684, legge 2 febbraio 1974 n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- O.P.C.M. n. 2788 (12/06/1998) "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale";
- O.P.C.M. n. 3274 (20/03/2003) "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";

- D.L. 5 Febbraio 1997, N.22 – Attuazione delle direttive 91/156/CEE sui rifiuti, 91/689/CEE sui rifiuti pericolosi e 94/62/CE sugli imballaggi e sui rifiuti di imballaggio. (G.U. 15-2-1997, n.38-suppl) modificato ed integrato ai sensi del D.L. 8 Novembre 1997, N.389 (G.U. 8-11-1997, n.261);
- D. L. 5 Febbraio 1998 – Individuazione dei rifiuti non pericolosi sottoposti alle procedure semplificate di recupero ai sensi degli artt.31 e 33 del decreto legislativo 5 febbraio 1997, n.22 (G.U. 16-4-1998, n.88 – suppl.).
- Manuale RFI di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II - SEZIONI 2 - PONTI e STRUTTURE (RFI DTC\_SI\_PS\_MA\_IFS\_001\_C)

### 2.3.5 Raccomandazioni e standard specifici per il calcolo geotecnico

- AGI giugno 1975 «Raccomandazioni nella programmazione delle indagini geotecniche».
- Raccomandazioni AICAP maggio 1993 «Ancoraggi nei terreni e nelle rocce».
- Reccomandations T.A. 95 Comité Français de la Mécanique des Sol et des Travaux de Fondations «Tirants d'ancrage – Reccomandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle».
- AGI dicembre 1984 «Raccomandazioni sui pali di fondazione».
- EN 12715 «Execution of special geotechnical works - grouting».
- EN 12716 «Execution of special geotechnical works – jet grouting».
- Raccomandazioni AFTES
- ACI Standard ACI/89 «Building code requirements for reinforced concrete».

## 2.4 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

### 2.4.1 RIFERIMENTI PER CALCOLO STRUTTURALE

- A.I.C.A.P. [2006] - "Guida all'uso dell'Eurocodice 2"
- ANTONIO MIGLIACCI, FRANCO MOLA [2003] - "Progetto agli stati limite delle strutture in c.a."
- CSI COMPUTER & STRUCTURE [2017] - "SAP 2000 user's manual"
- ERASMO VIOLA [1992] - "Scienza delle costruzioni"
- LUIGI SANTARELLA [1998] - "Il cemento armato: la tecnica e la statica"
- O. BELLUZZI [1996] - "Scienza delle costruzioni"
- PAOLO RUGALI [2008] - "Calcolo di strutture in acciaio; guida all'Eurocodice 3"
- P. POZZATI, C. CECCOLI [2000] - "Teoria e tecnica delle strutture"
- FIB, [2013] - "FIB MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES 2010"
- FIB [2011] - "Design examples for strut-and-tie models (bulletin n°61)"
- JRC, ECCS [2007] - "Commentary and worked examples to EN 1993-1-5"
- G. BALLIO, F. MAZZOLANI [2015] - "Strutture in acciaio"

### 2.4.2 RIFERIMENTI PER CALCOLO SISMICO

- ANDRE' PREUMONT, KAZUTO SETO [2008] - "Active control of structures"

- AMR S. ELNASHI, LUIGI DI SARNO [2008] - "Fundamental of earthquake engineering"
- C. CASAROTTI, R. PINHO, G.M. CALVI [2006] - "Adaptive pushover-based methods for seismic assessment and design of bridge structure"
- C.G. LAI, S. FOTI, M. ROTA [2009] – "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti in costruzione"
- ERASMO VIOLA [2001] - "Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture"
- IUSS PRESS, rivista quadrimestrale - "Progettazione sismica"
- M.J.N. PRIESTLEY, G.M. CALVI, M.J. KOWLASKY [2007] - "Displacement-based seismic design of structures"
- P.E. PINTO, R. GIANNINI, P. FRANCHIN [2004] - "seismic reliability analysis of structures"

### 2.4.3 RIFERIMENTI PER CALCOLO GEOTECNICO

- ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- BOWLES J.E. [1991] - "Fondazioni – Progetto e Analisi" - Editore McGraw-Hill
- CARLO CESTELLI GUIDI [1987] - "Geotecnica e tecnica delle fondazioni"
- LANCELLOTTA R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Con riferimento ai materiali utilizzati nell'ambito del progetto, si riportano nel seguito le principali caratteristiche utilizzate nel dimensionamento strutturale.

- **Calcestruzzo**

#### Conglomerato cementizio magro

Classe di resistenza:	C12/15
Classe di esposizione:	X0
Classe di consistenza:	—

#### Conglomerato cementizio per diaframmi, micropali e travi di coronamento

Classe di resistenza:	C25/30
Modulo di deformazione:	$E_c = 31476 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 25 \text{ KN/mc}$
Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S4

#### Conglomerato cementizio getti di completamento e opere interne

Classe di resistenza:	C32/40
Modulo di deformazione:	$E_c = 33345 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 25 \text{ KN/mc}$
Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S4

#### Conglomerato cementizio soletta, cordoli e getti di completamento ponte via Larga

Classe di resistenza:	C35/45
Modulo di deformazione:	$E_c = 34077 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 25 \text{ KN/mc}$
Classe di esposizione:	XC4 + XD3 + XF4
Classe di consistenza:	S4

### Conglomerato cementizio travi in c.a.p.

Classe di resistenza:	C45/55
Modulo di deformazione:	$E_c = 36283 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 55 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 25 \text{ KN/mc}$
Classe di esposizione:	XC4
Classe di consistenza:	S4

- **Copriferro**

I valori riportati per i copriferri sono comprensivi della tolleranza  $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$  e rappresentano la distanza minima tra la superficie esterna dell'armatura più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo. Sono valori minimi da adottarsi salvo ove diversamente indicato, nel rispetto dei requisiti prestazionali in termini di resistenza al fuoco (punto 6.3)

Diaframmi	$c = 8,0 \text{ cm}$
Trave di coronamento	$c = 4,5 \text{ cm}$
Getti di completamento e strutture interne	$c = 4,5 \text{ cm}$
Soletta, cordoli e getti di completamento ponte Via Larga	$c = 4,5 \text{ cm} (*)$
Travi in c.a.p.	$c = 4,5 \text{ cm}$

(\*) per i getti di completamento del ponte Rimesse, visti gli spessori ridotti in gioco, si prescrive che sia utilizzato un dispositivo di misurazione del copriferro molto accurato tale per cui possa essere assunta una tolleranza  $\Delta c_{dev} = 0 \text{ mm}$ , in accordo al § 4.4.1.3 (3) di EN 1992-1-1.

- **Acciaio di armatura**

Tipo:	B450C
Modulo di deformazione:	$E_c = 210000 \text{ MPa}$
Resistenza a snervamento caratteristica:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Resistenza a snervamento di progetto:	$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 75 \text{ KN/mc}$

- **Acciaio per trefoli 0,6"**

Tipo:	Acciaio armonico
Modulo di deformazione:	$E_c = 195000 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura caratteristica:	$f_{ptk} = 1860 \text{ MPa}$
Resistenza a snervamento caratteristica:	$f_{p(1)k} = 1670 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 75 \text{ KN/mc}$

- **Acciaio per profilati**

Tipo:	S355
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
Resistenza a snervamento di progetto:	$f_{yd} = 338 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 75 \text{ KN/mc}$

- **Impermeabilizzazione**

Teli in PVC per impermeabilizzazione

Spessore:	2±0.5mm
Peso specifico:	1.3g/cmq
Resistenza a trazione media:	15MPa

Tessuto non tessuto

Massa unitaria:	500g/mq
Spessore:	a 2kPa 3.8mm, a 200kPa 1.8mm
Resistenza a punzonamento:	5.0kN
Resistenza a trazione media:	45kN/m

Cordolino bentonitico

Dimensione:	20x25mm
Espansione a contatto con acqua:	6 volte il volume iniziale
Pressione di rigonfiamento dopo 48h:	>600kPa

## 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Per la caratterizzazione geotecnica del sito nel quale insiste l'opera in progetto si è fatto riferimento.

### 4.1 UNITÀ GEOTECNICHE

I dati acquisiti dai sondaggi eseguiti nell'area e dai lavori eseguiti in aree limitrofe permettono una ricostruzione stratigrafica di massima dell'area in oggetto (per una ricostruzione stratigrafica di dettaglio si vedano gli elaborati dedicati).

Il modello stratigrafico del terreno è stato spinto fino ad una profondità di – 30.0 m dal p.c.

Segue la "stratigrafia tipo" dell'area in corrispondenza del sottosuolo compreso fra Via Fabbri e Via Bentivoglio:

- 0.0\_1.0/1.2 - Terreno di riporto costituito da ghiaie e sabbie in matrice limosa. Sottofondo stradale
- 1.0/1.2\_4.0/4.5 - Sabbia fine limosa, poco addensata, nocciola.
- Da –3.0 m sabbia media moderatamente addensata.
- 4.0/4.5\_14.0 - Ghiaia grossa con ciottoli in matrice di sabbia grossa nocciola. Molto addensata.
- 14.0\_20.0 - Alternarsi di livelli limosi e limo-sabbiosi e di argille limose.
- Dopo i 19/20 m si ha una sedimentazione più sabbiosa.

Più in generale nell'area della Galleria S. Vitale il tetto del livello ghiaioso ha una profondità variabile fra i –6.0 dal p.c. di Via Palmieri e i –3.0 m dal p.c. di Via dal Ferro.

Lo spessore del livello ghiaioso passa dai 7.0 m di Via Palmieri ai 13 m di Via dal Ferro. Localmente il livello ghiaioso può contenere lenti talvolta spesse alcuni metri di limi sabbiosi e sabbie (Via Palmieri) e di limi e limi con argille (Via Libia–Via dal Ferro). Al di sotto del livello ghiaioso si ha di nuovo una sedimentazione più fine (prima terreni limosi e quindi sabbiosi).

L'analisi geotecnica ha evidenziato come la tratta di interesse è caratterizzata da due unità geotecniche definite nel proseguo:

- litotipo **A** = Ghiaie e Sabbie
- litotipo **B** = Limi e Argille

### 4.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

L'intervento in progetto si situa nell'ambito di conoide alluvionale del torrente *Sàvena*, nel più superficiale complesso acquifero denominato *A1*. Nella Tabella 1 sono riassunte le misure di profondità della falda (m da p.c.) effettuate nel piezometro *S1* posizionato in corrispondenza della galleria. A parte la prima misura in fase di perforazione, la profondità della falda risulta sempre inferiore a 28,80 m dal piano campagna.

**Tabella 1: Misure piezometriche lungo la linea**

Sondaggio/ Piezometro	Durante la perforazione	31/10/ 2003	16/12/ 2003	19/12/ 2004	15/03/ 2004	15/06/ 2004	12/10/ 2004	10/01 2005
S1 (v. Bentivogli)	12,2	28,8	29,03	28,95	29,90	>30	>30	>30

Si distinguono due unità idrogeologiche, alle quali si attribuiscono permeabilità medie per i limi e argille più o meno sabbiosi e permeabilità media per le ghiaie e sabbie in matrice sabbiosa e limosa. La tabella seguente indica i parametri idrodinamici di riferimento.

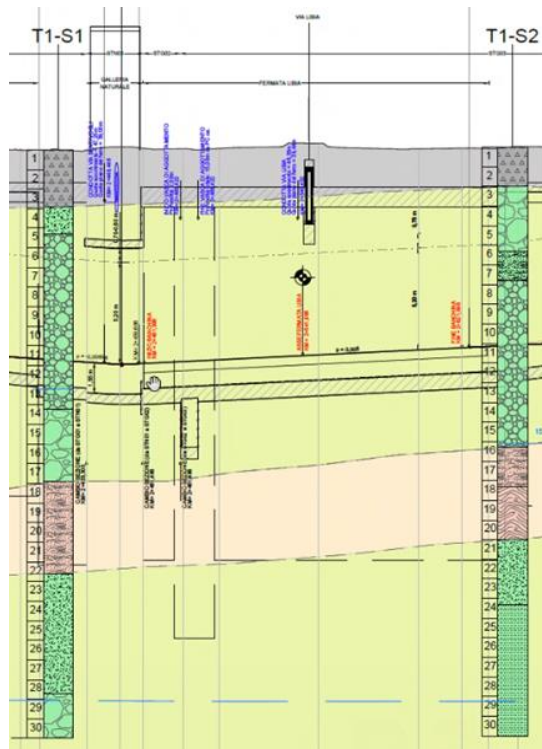
**Tabella 2: Permeabilità dei terreni interessati dalle opere in progetto**

Unità	Classe	Cond. Idraulica orizzontale ( $K_h$ )  (m/s)	Porosità efficace  %	Rapporto tra permeabilità verticale e orizzontale ( $K_v/K_h$ )  (-)
A - Limi e argille	K1 - permeabilità molto bassa	1E-07 ÷ 1E-09*	5 ÷ 8***	1***
B - Ghiaie e sabbie	K3 - permeabilità media	1E-05 ÷ 1E-06**	23 ÷ 25***	0.1 ÷ 0.01***

Note: \*: misurato in laboratorio e mediante prove Lefranc PE autostrada A14; \*\*: misurato mediante prove Lefranc PE autostrada A14; \*\*\*: stimato da letteratura.

Per quanto riguarda il grado di aggressività dell'acqua sotterranea sul calcestruzzo, è stata condotta una verifica secondo i criteri indicati dalla Norma UNI-EN 206-1. Non si evidenzia pertanto un rischio di aggressività delle acque di falda nei confronti dei calcestruzzi.

Come si evince dai dati del monitoraggio lungo la linea, la falda a superficie libera SUP4 nella Tratta 1 si trova ad una profondità di circa 30 m dal p.c., circa 7 m al di sotto della quota più bassa raggiunta dalle paratie laterali propedeutiche allo scavo in progetto (Figura 3).



**Figura 3: Tratta tra i sondaggi T1-S1 T1-S2**



Pertanto, si ritiene accettabile il rischio di interferenza della falda con l'opera in progetto e il rischio di un eventuale "effetto-diga" dell'opera stessa.

Ciononostante, sono stati previsti nuovi piezometri, ubicati nelle immediate vicinanze delle paratie a monte e a valle idrogeologica, al fine di verificare queste assunzioni in fase *ante-operam*.

In funzione degli esiti del monitoraggio idrogeologico, quale ulteriore misura di mitigazione del rischio "effetto-diga", si rimanda alla successiva fase progettuale la valutazione della necessità di realizzare discontinuità strutturali nella parte basale dei diaframmi.

Nella configurazione geometrica più critica lungo il tracciato (Tratta tra i sondaggi T1-S1 T1-S2) si propone la realizzazione di una apertura tra pannelli contigui dei diaframmi di circa 50cm ogni 10m, in funzione delle caratteristiche geometriche dei pannelli e in modo tale da non inficiare le capacità strutturali delle opere in progetto.

Per le profondità rilevate **si considera assente la falda** ai fini del dimensionamento delle opere oggetto di questa relazione.

### 4.3 PARAMETRI GEOTECNICI

L'assetto litostratigrafico del terreno è caratterizzato dalla presenza di sequenze ghiaioso-sabbiose, alternate a strati limoso-argillosi.

**Tabella 3 Parametri geotecnici di calcolo**

Unità geotecniche		Peso di volume del terreno	Coesione		Angolo di resistenza al taglio	Modulo di elasticità	Modulo edometrico (drenato)	Modulo di elasticità non drenato
			$c'$	$C_u$				
			$\phi'$	$E'$				
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[kPa]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Ghiaie e sabbie	A	19-21 (20)	0	0	38-42 (38)	35-50 (varia con la profondità)	-	-
Limi e argille	B	18-20 (19)	6-15 (10)	50-80 (varia con la profondità)	21-34 (25)	-	3-5 (varia con la profondità)	3-7 (varia con la profondità)

## 5 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO

### 5.1 SEZIONI RAPPRESENTATIVE DELLA STAZIONE VIA LARGA

La fermata Via Larga è localizzata lungo l'asse di via Scandellara tra il viadotto autostradale della A14 e l'omonima via Larga. Tale posizione, analoga alla già esistente fermata, permette di servire in modo diretto ed agevole due poli importanti della zona: a nord il Centro commerciale "Via Larga" ed a sud, sottopassando il raccordo autostradale, il complesso direzionale Unipol e parte del polo industriale limitrofo.



Figura 4: localizzazione della Fermata via Larga

Le caratteristiche dimensionali della fermata sono le seguenti:

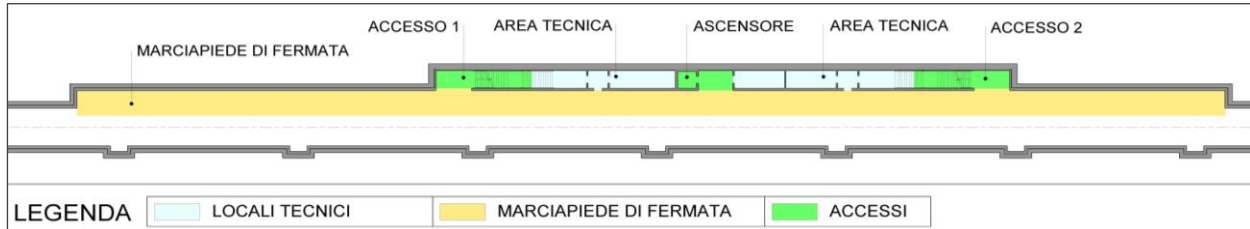
- Superficie occupata dalla fermata: 1.930 mq
- Marciapiede di fermata: lunghezza = 160m  
larghezza = 3.80m
- Area tecnica: 111 mq

La fermata è completamente in trincea ad una profondità media di circa 4.50 m dal piano strada. È dotata di due accessi, entrambi su via Scandellara; sul marciapiede è localizzato un corpo di locali tecnici che include:

- Locale Q.E. = 19 mq
- Telecomunicazione = 19 mq
- Locale contatore = 24 mq
- Locali a disposizione = 24mq e 25mq

Come per le altre fermate di linea, anche per Via Larga la larghezza minima del marciapiede senza ostacoli soddisfa i requisiti minimi richiesti dalle STI, per le quali deve essere pari alla larghezza dell'area di pericolo più la larghezza di due fasce di transito larghe 80 cm (160 cm).

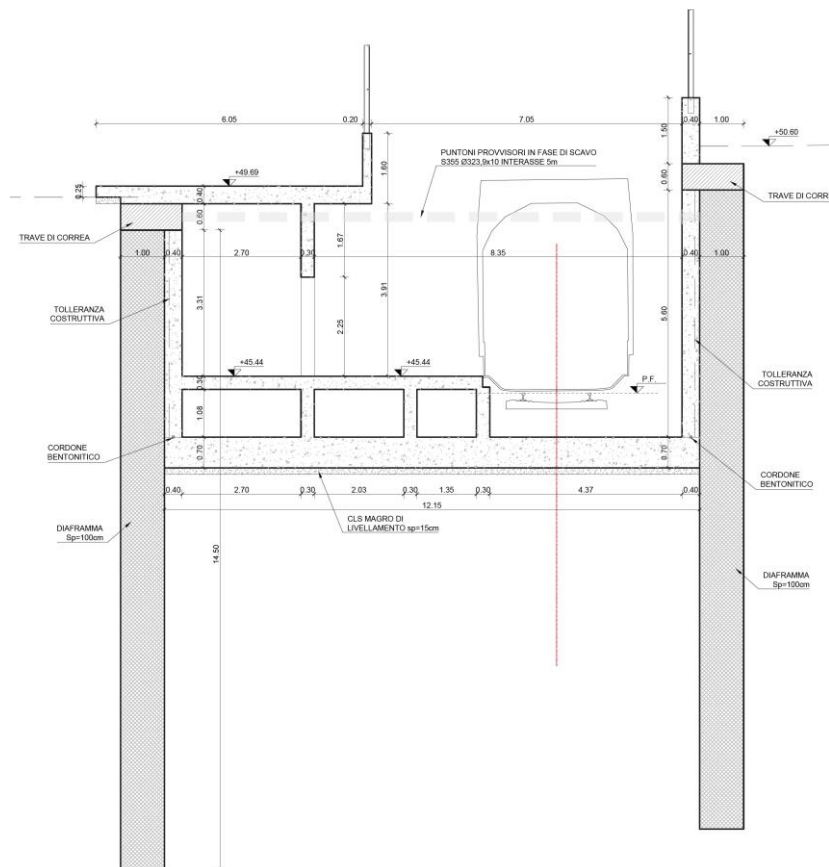
Questo regolamento viene applicato alla configurazione di marciapiede  $h = 550\text{cm}$  richiesta da RFI per velocità di materiale rotabile fino a  $150\text{km/h}$ . Analogamente vengono rispettati tutti i requisiti imposti per garantire l'accessibilità alle persone con ridotta mobilità. I collegamenti tra piano campagna e la fermata sono 3: due mediante scale fisse ed uno con ascensore



**Figura 5: Elementi funzionali**

Da un punto di vista strutturale, il corpo di stazione è costituito in prevalenza da una struttura a una sezione aperta con diaframmi di sostegno di spessore  $100\text{ cm}$  e lunghezza  $14,5\text{ m}$  da intradosso correa; il fondo scavo si trova a una distanza massima di  $\approx 8\text{m}$  da piano campagna. Durante la fase di scavo è previsto l'utilizzo di puntoni provvisori  $f323,9 \times 10$  a interasse  $5\text{ m}$  posti a quota massima di  $-1,50\text{m}$  da piano campagna.

La configurazione finale (in esercizio) della sezione prevede la realizzazione di una soletta di fondo  $\text{sp.}70\text{cm}$  in continuità con fodere interne in c.a. gettate in opera, dello spessore effettivo di  $30\text{ cm}$ . La soluzione progettuale prevede l'adozione della metodologia di scavo "bottom-up".



**Figura 6: Scavo con diaframmi – sezione TIPO La1**

Eccezioni a quanto sopra descritto, è il tratto di sottopasso di via Larga, caratterizzato da una sezione chiusa (Galleria Artificiale).

La fase di scavo è realizzata tramite diaframmi di sostegno di spessore 80 cm e lunghezza 12,5 m, il fondo scavo si trova a una distanza massima di  $\approx 7,5$ m da piano campagna.

La configurazione finale (in esercizio) della sezione prevede la realizzazione di una soletta di fondo sp.60cm in continuità con fodere interne in c.a. gettate in opera, dello spessore effettivo di 30 cm.

La soletta di copertura è realizzata con travi prefabbricate precomprese di sezione rettangolare 72cmx30cm e lunghezza di calcolo  $L=8.7$ m, solidarizzate alle pareti mediante un getto di completamento di spessore minimo 18 cm.

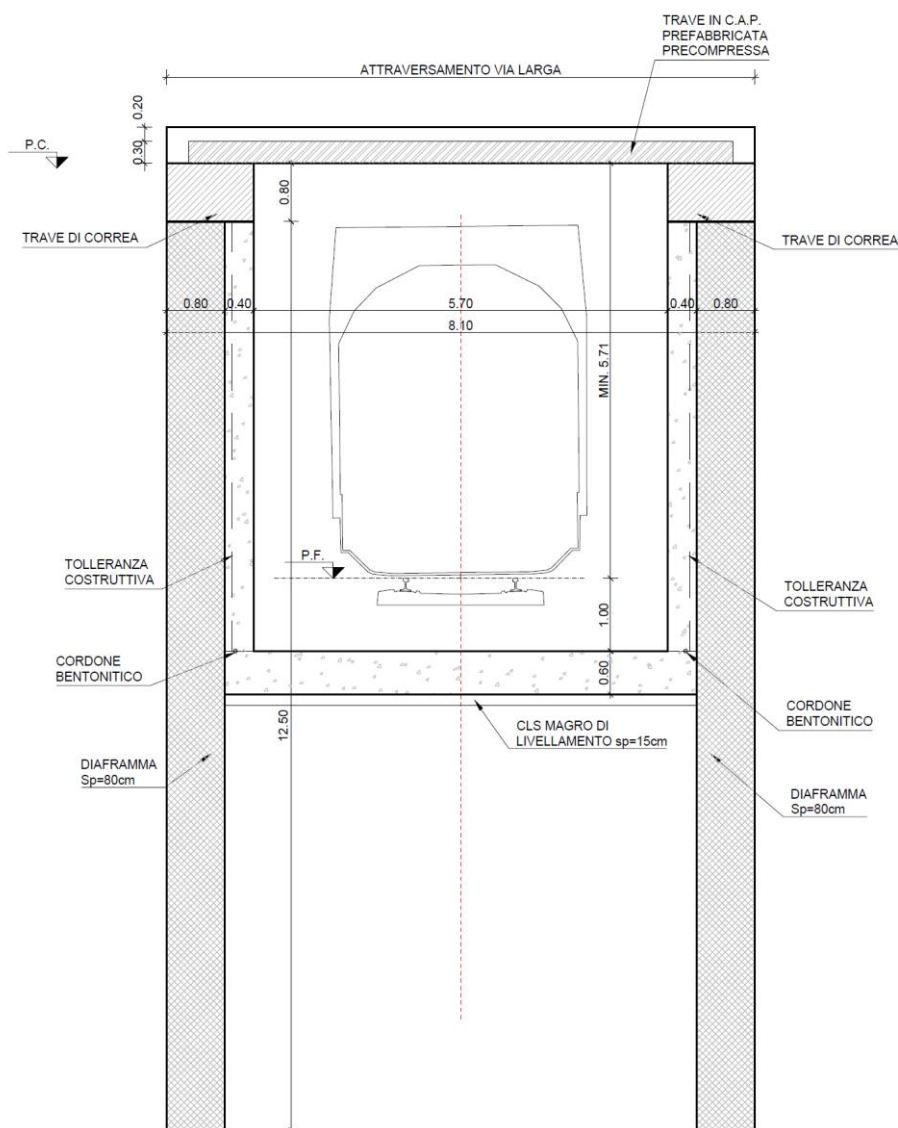


Figura 7: Scavo con diaframmi – sezione TIPO La2

## 6 SCENARI DI RIFERIMENTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE, REQUISITI PRESTAZIONALI E CONDIZIONI DI CALCOLO

### 6.1 COMBINAZIONI DI CARICHI E REQUISITI NORMATIVI

Le verifiche sono state condotte in accordo alle D.M. 17/01/2018 (NTC2018), con riferimento allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Esercizio (SLE). Le strutture sono state verificate nelle seguenti combinazioni:

- Combinazione SLU-STR (A<sub>1</sub>+M<sub>1</sub>+R<sub>1</sub>)
- Combinazione SLU-GEO (A<sub>2</sub>+M<sub>2</sub>+R<sub>1</sub>)
- Combinazione SLU-STR (Sismica STR)

In particolare, per il dimensionamento strutturale si è utilizzato l'Approccio 1 combinazione 1 (DA1-C1), mentre per le verifiche geotecniche si è utilizzato l'Approccio 1 combinazione 2 (DA1-C2). Si riportano di seguito i principali riferimenti normativi (da NTC2018).

**Tabella 4 Coefficienti amplificativi dei carichi secondo NTC2018**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

**Tabella 5 Coefficienti riduttivi dei parametri di resistenza del terreno secondo NTC2018**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coazione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

**Tabella 6 Coefficienti riduttivi della resistenza globale del sistema secondo NTC2018**

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

## 6.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE STRUTTURE E CONDIZIONI SISMICHE

### 6.2.1 Considerazioni generali

Secondo quanto prescritto dalle NTC2018, ai fini delle verifiche di sicurezza delle strutture devono essere definiti i seguenti parametri:

- Vita nominale dell'opera: intesa come il numero di anni nei quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è stata destinata senza necessita di manutenzioni.  
Per l'opera oggetto del presente elaborato si considera una vita nominale di  $\rightarrow V_N \geq 100 \text{ anni}$
- Classe d'uso: in presenza di azioni sismiche, in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.  
Nel caso in esame si fa riferimento alla classe d'uso IV (coefficiente  $C_U = 2$ );
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: viene definito come il prodotto tra la vita nominale ed il coefficiente d'uso.

Per il caso in esame il periodo di riferimento è  $\rightarrow V_R = V_N \cdot C_U = 200 \text{ anni}$

La pericolosità sismica si definisce, nel caso oggetto di studio, in termini di accelerazione massima attesa in condizioni di campo libero  $a_g$ , su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale, in considerazione di prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  sopradefinito.

Il valore di progetto dell'accelerazione  $a_g$  viene definito in funzione della "probabilità di superamento" in un dato "tempo di ritorno"  $T_R$ . Tali grandezze sono correlate tra loro dalla relazione:

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

Si farà riferimento, nel seguito, alle condizioni sismiche relative allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

L'azione così definita viene applicata alla struttura in esercizio; in accordo al § 2.4.1 di DM 17/01/2018 poiché la fase di costruzione ha durata inferiore a 2 anni, saranno omesse le verifiche sismiche durante la fase di realizzazione dell'opera.

### 6.2.2 Accelerazione massima al suolo

A partire dalla posizione dell'opera sul territorio nazionale è possibile definire l'azione sismica di progetto. Il DM 17/01/2018 infatti non si basa sulla classificazione sismica del territorio ma definisce i parametri necessari direttamente per il sito in esame, utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento definito dall'INGV.

Il sito sul quale insiste l'opera oggetto del presente elaborato si trova all'interno delle aree di competenza del comune di Bologna.

I valori al sito sono ottenuti interpolando i parametri spettrali ( $a_g, F_0, T^*_c$ ) dei quattro nodi più prossimi al sito stesso.

Per l'elaborazione dei parametri si è fatto uso del software SAP2000 che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontale e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale in riferimento alle NTC2018. La definizione dell'azione sismica di progetto è articolata in 4 fasi:

1. Definizione delle coordinate geografiche del sito (Lat. 44,493343° \ Long. 11,365145)
2. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1-INGV);
3. Scelta della strategia di progettazione;
4. Determinazione dell'azione di progetto.

Per lo Stato Limite Ultimo considerato, ovvero quello relativo alla salvaguardia della vita (SLV), la probabilità di superamento nella vita utile di riferimento è posta pari a

$$P_{VR} = 9,75\%$$

che corrisponde ad un periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica di 1900 anni.

Definita la strategia di progetto è possibile giungere all'azione di progetto attraverso la definizione dell'amplificazione locale dovuta alla stratigrafia ed alla conformazione topografica.

La categoria di suolo più attinente è la C pertanto si considera un valore di coefficiente stratigrafico  $S_S = 1,317$  (DM 17/01/2018 Tab.3.2.IV).

Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tab.3.2.V del DM 17/01/2018. Per il caso in esame si assume  $S_T = 1$ .

Alla luce delle considerazioni esposte si giunge al valore di accelerazione di progetto definito da:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.343 \text{ g}$$

Di seguito si riporta anche lo spettro di risposta considerato.

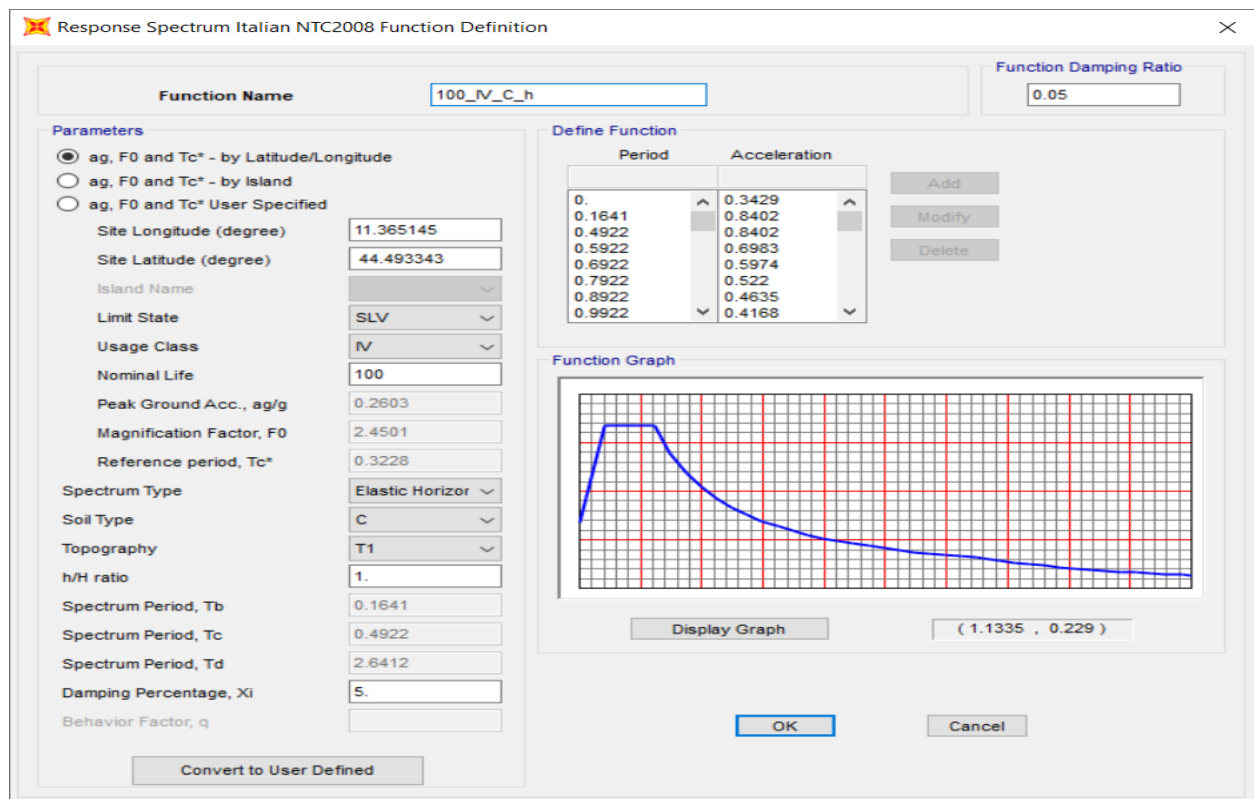


Figura 8: Spettro di risposta componente orizzontale

### 6.2.3 Comportamento sismico

L'azione sismica è stata valutata facendo riferimento alle NTC2018 e alle indicazioni dell'Eurocodice 8 parte 5 (Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici).

Per le opere in oggetto sono ragionevolmente adottate le seguenti ipotesi di calcolo in accordo a quanto riportato ai §§ 7 e 7.2.1 delle NTC2018:

- si conduce un'analisi statica equivalente considerando che la struttura interrata si muova con il terreno circostante (periodo proprio della struttura  $T=0$  e conseguente fattore di struttura  $q=1$ );
- si considerano solo le verifiche allo Stato Limite Ultimo  $SLU = SLV$  con  $q=1$  (cioè analisi lineare elastica non dissipativa), non risultando significativo indagare lo  $SLE = SLD$ ;
- non si considerano gli effetti dinamici della falda;
- si trascura la componente verticale del sisma.

L'Analisi sismica pseudo-statica è un metodo ampiamente utilizzato nella progettazione di opere di sostegno. Trae origine dalla proposta pionieristica di Mononobe & Okabe (M-O nel seguito), a cui si sono aggiunte, nel corso degli ultimi decenni, diverse estensioni pubblicate, al fine di poter comprendere la maggior parte degli aspetti che possono sorgere nella pratica.

In sostanza il metodo consiste nell'applicare staticamente alla parete e alla massa di terreno che interagisce con essa, un'accelerazione sismica uniforme con componenti orizzontali e verticali. Il metodo M-O e sue estensioni offrono una soluzione in forma chiusa della spinta totale terreno sulla parete, assumendo che la massa di terreno spingente subisca scorrimenti plastici durante evento sismico, considerando così una parete sottoposta a deformazioni rilevanti

La soluzione al problema posto in questi termini è fornita dal metodo di Mononobe e Okabe (Mononobe e Matsuo (1929), Okabe (1926)) (chiamato nel seguito con la sigla M-O) Tra le diverse estensioni, il lavoro di Matsuzawa et al. (1985) ha portato all'approccio recepito da EC8 stesso, nell'Annesso F della parte 5.

La spinta complessiva sulla parete di altezza pari ad  $H$ , è data da un'espressione del tipo:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

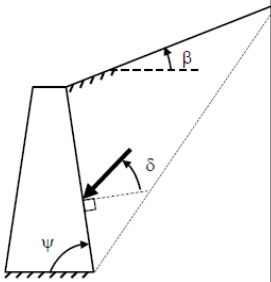
Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine  $E_{ws}$  è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo  $E_{wd}$  è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\beta \leq \phi - \theta : K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta)\text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta : K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

(12-14)





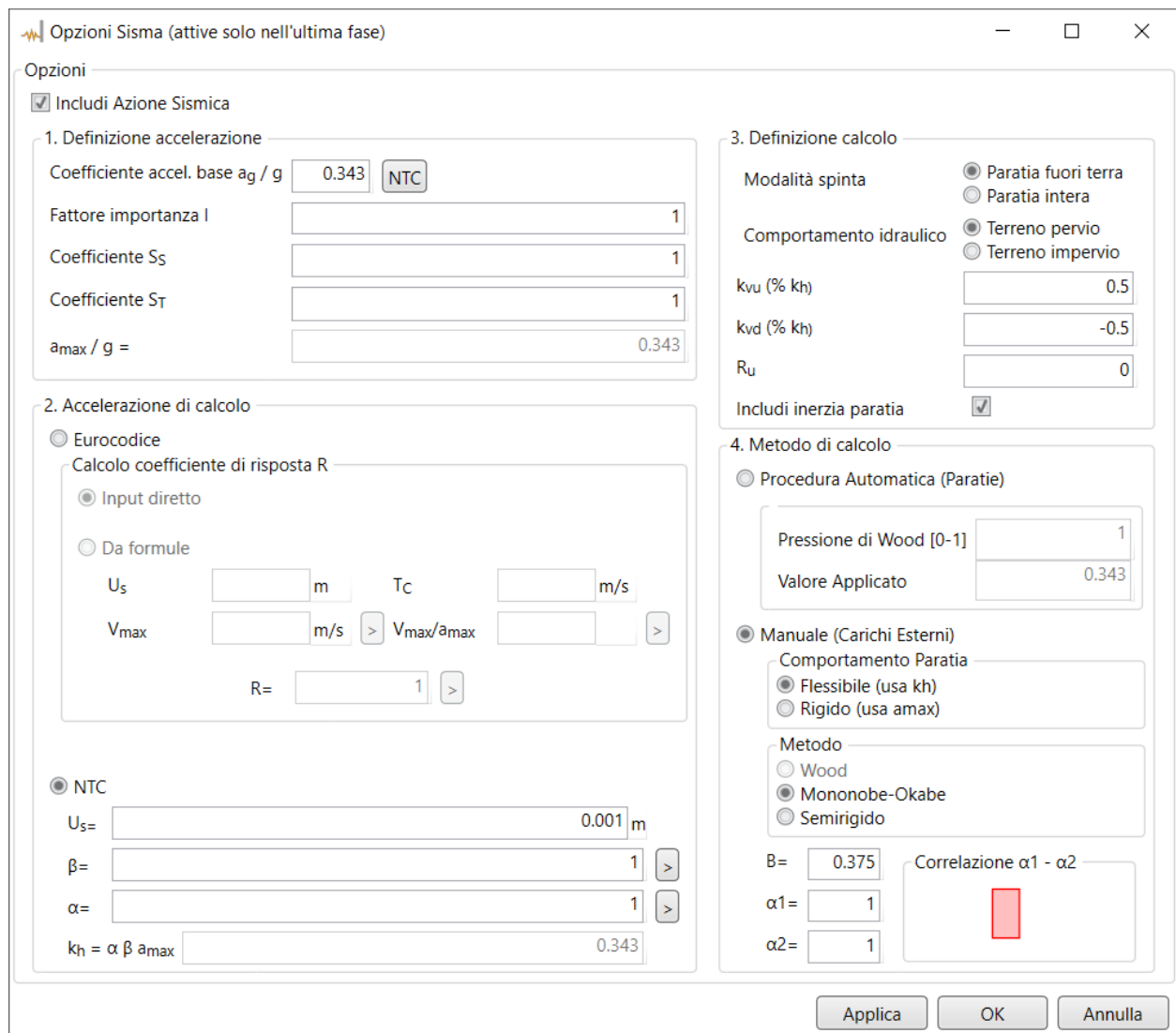
Per quanto sopra, applicando i metodi pseudostatici del paragrafo 7.11.6.3.1 della NTC 2018, l'azione sismica viene definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo le cui componenti orizzontale e verticale risultano:

$$a_h/g = \alpha \cdot \beta \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g \quad \rightarrow \quad a_h/g = 0.343 \text{ m/s}^2 \text{ (sisma dopo ultimazione strutture)}$$

$$a_v = 0$$

I coefficienti  $\alpha$  (diagramma 7.11.2 - NTC 2018) e  $\beta$  (diagramma 7.11.3 - NTC 2018) tengono conto rispettivamente della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. In quanto segue a favore di sicurezza verranno assunti entrambe unitari ( $\alpha = \beta = 1.0$ ).

Di seguito si riporta l'implementazione dell'azione sismica nel programma di calcolo utilizzato:



**Opzioni Sisma (attive solo nell'ultima fase)**

Includi Azione Sismica

**1. Definizione accelerazione**

Coefficiente accel. base  $a_g / g$

Fattore importanza I

Coefficiente  $S_s$

Coefficiente  $S_T$

$a_{max} / g =$

**2. Accelerazione di calcolo**

Eurocodice

Calcolo coefficiente di risposta R

Input diretto

Da formule

$U_s$   m  $T_c$   m/s

$V_{max}$   m/s  $V_{max}/a_{max}$

R=

NTC

$U_s =$   m

$\beta =$

$\alpha =$

$k_h = \alpha \beta a_{max}$

**3. Definizione calcolo**

Modalità spinta  Paratia fuori terra  
 Paratia intera

Comportamento idraulico  Terreno pervio  
 Terreno impervio

$k_{vu}$  (% kh)

$k_{vd}$  (% kh)

$R_u$

Includi inerzia paratia

**4. Metodo di calcolo**

Procedura Automatica (Paratie)

Pressione di Wood [0-1]

Valore Applicato

Manuale (Carichi Esterni)

Comportamento Paratia

Flessibile (usa kh)  
 Rigido (usa  $a_{max}$ )

Metodo

Wood  
 Mononobe-Okabe  
 Semirigido

B=  Correlazione  $\alpha_1 - \alpha_2$

$\alpha_1 =$

$\alpha_2 =$

### 6.3 RESISTENZA AL FUOCO

Tutte le strutture sono dimensionate per una resistenza al fuoco  $R=120'$ .

La verifica analitica della capacità portante viene eseguita con il metodo tabellare secondo le indicazioni contenute in D.M. 16/02/2007; pertanto se si verifica che la distanza "a", tra l'asse dell'armatura principale dimensionata con il calcolo a freddo e la superficie esposta al fuoco, sia uguale o maggiore di quella riportata nei prospetti D.5.1., D.6.1., D.6.2., D.6.3. di D.M. 16/02/2007, ciò è condizione sufficiente a garantire la capacità portante dell'elemento costruttivo.

Riassumendo, le distanze minime dall'asse armatura alla superficie esposta al fuoco per un'esposizione di 120' risultano pari o superiori a:

- Fondazioni e scale = 35 + 10 mm
- Solette interne, copertura e contropareti = 35 + 10 mm
- Pilastri e setti = 35 + 10 mm

Alla luce di quanto detto sopra la verifica al fuoco risulta soddisfatta riguardo all'armatura effettivamente disposta nei diversi elementi strutturali.

### 6.4 CRITERI DI VERIFICA

#### 6.4.1 Verifiche degli elementi strutturali di contenimento del terreno

Le opere di sostegno vengono verificate sia durante le fasi transitorie sia in fase finale di esercizio:

- Nelle fasi transitorie il diaframma è utilizzato come opera di sostegno del terreno necessaria per consentire lo scavo fino al raggiungimento della quota di scavo prevista, vengono pertanto analizzate tutte le fasi intermedie di scavo ed inserimento dei tiranti/puntoni metallici. Le analisi vengono effettuate considerando la falda di riferimento
- Nella condizione finale di esercizio i tiranti/puntoni metallici provvisori (se presenti) vengono resi inefficaci, la paratia è contrastata dai vari livelli di orizzontamenti (soletta di fondo, solette intermedie e soletta di copertura). Le pressioni idrostatiche della falda di progetto si eserciteranno direttamente sulla contro-parete

Le verifiche di stabilità e di resistenza sono state effettuate in accordo al § 6.1 e più in dettaglio si definiscono:

ANALISI		AZIONI "A"						PARAMETRI GEOTECNICI "M"			
		Permanenti				Variabili					
		G <sub>1</sub>		G <sub>2</sub>		Q <sub>k</sub>		tan φ'	c'	c <sub>u</sub>	γ <sub>t</sub> -γ <sub>w</sub>
		EFF. FAV.	EFF. SFAV.	EFF. FAV.	EFF. SFAV.	EFF. FAV.	EFF. SFAV.				
1	SLE	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2A	SLU (A1+M1+R1)	1,00	1,30	0,00	1,50	0,00	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
2B	SLU (A2+M2+R1)	1,00	1,00	0,00	1,30	0,00	1,30	1,25	1,25	1,40	1,00
3	SLU SISMA	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,25	1,25	1,40	1,00

- **Analisi 1**

È un'analisi allo stato limite di esercizio che consente di verificare l'equilibrio della paratia (rapporto tra spinta passiva mobilata e spinta passiva totale < 0.5), la sua deformazione, le tensioni nei materiali e lo stato di fessurazione

- **Analisi 2A**

È un'analisi allo stato limite ultimo, la verifica di resistenza delle sezioni a presso-flessione e a taglio è condotta in funzione delle sollecitazioni ottenute in combinazione A1+M1+R1

- **Analisi 2B**

Sono analisi allo stato limite ultimo associato a una combinazione A2+M2+R1 che consentono di verificare l'equilibrio della paratia (rapporto tra spinta passiva mobilata e spinta passiva totale < 1) e la resistenza delle sezioni a presso flessione e a taglio

- **Analisi 3**

Sono analisi allo stato limite ultimo associato ad un evento sismico che consentono di verificare l'equilibrio della paratia (rapporto tra spinta passiva mobilata e spinta passiva totale < 1) e la resistenza delle sezioni a presso flessione e a taglio.

## 6.4.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) sezioni in c.a.

### 6.4.2.1 Verifiche a presso-flessione

Si verifica che le coppie di sollecitazioni ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) ottenute per la combinazione fondamentale verifichino la disuguaglianza:

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

ovvero siano interne al dominio di resistenza della sezione esaminata.

### 6.4.2.2 Verifiche a taglio

Si verifica che risulti:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio resistente in assenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

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

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2 ; v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$d$  = altezza utile della sezione in mm

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ )

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2f_{cd}$ )

$b_w$  = larghezza della membratura resistente a taglio in mm

Il taglio resistente in presenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd} ; V_{Rcd})$$

dove:

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

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

$A_{sw}$	area armatura trasversale
$s$	passo armatura trasversale
$\alpha$	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave
$\vartheta$	angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave
$f'_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ )
$\alpha_c$	coefficiente amplificativo pari a:
	1 per membrane non compresse
	$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$
	1.25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,50 f_{cd}$
	$2.5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ per $0,50 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

### 6.4.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio sezioni in c.a.

In relazione alle classi di esposizione delle singole parti di struttura si adottano i limiti di apertura delle fessure e tensionali come da normativa a seconda del tipo di combinazione di carico.

#### 6.4.3.1 Verifica di apertura delle fessure:

l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D. M. del 17 gennaio 2018, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR e QP della normativa vigente. La verifica a fessurazione viene eseguita in condizione di ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

combinazione di carico Frequente:  $w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$

combinazione di carico quasi permanente:  $w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$

#### 6.4.3.2 Verifica delle tensioni di esercizio:

le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ ;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0,80 f_{yk}$ .

## 7 STAZIONE VIA LARGA: ANALISI E VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DELLE OPERE DI SOSTEGNO

### 7.1 MODELLAZIONE DI CALCOLO

Il calcolo agli elementi finiti del modello di interazione terreno-struttura è stato effettuato utilizzando il codice PARATIE PLUS (versione 19.0.2) prodotto dalla “CeAs” – Milano – ITA.

Gli effetti nelle opere di sostegno flessibile delle spinte del terreno e delle azioni concentrate offerte dalla tirantatura sono stati esaminati con l’ausilio del programma di calcolo per l’analisi di strutture di sostegno flessibili PARATIE Plus.

PARATIE Plus® analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l’accento sull’aspetto dell’interazione “locale” fra parete e terreno.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l’effettivo comportamento dell’opera di sostegno.

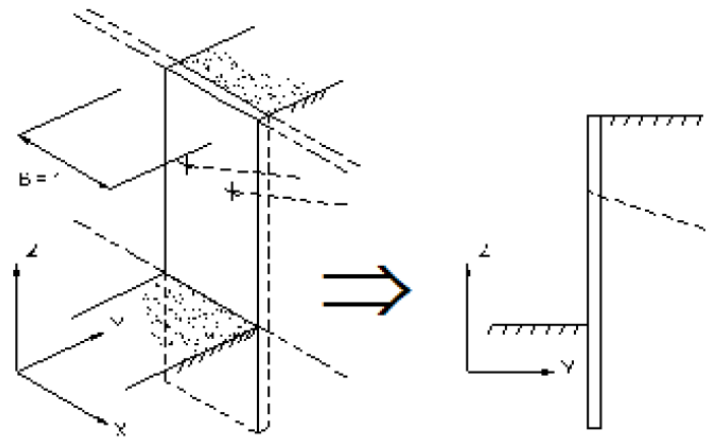
La simulazione numerica utilizzata segue due differenti percorsi:

Analisi classica = viene eseguita una analisi all’equilibrio limite della singola o doppia paratia. Il calcolo delle sollecitazioni avviene per mezzo delle teorie classiche. Il calcolo degli spostamenti avviene tramite un’analisi elastica semplificata considerando lo schema di carico e di vincoli imposti dall’Utente.

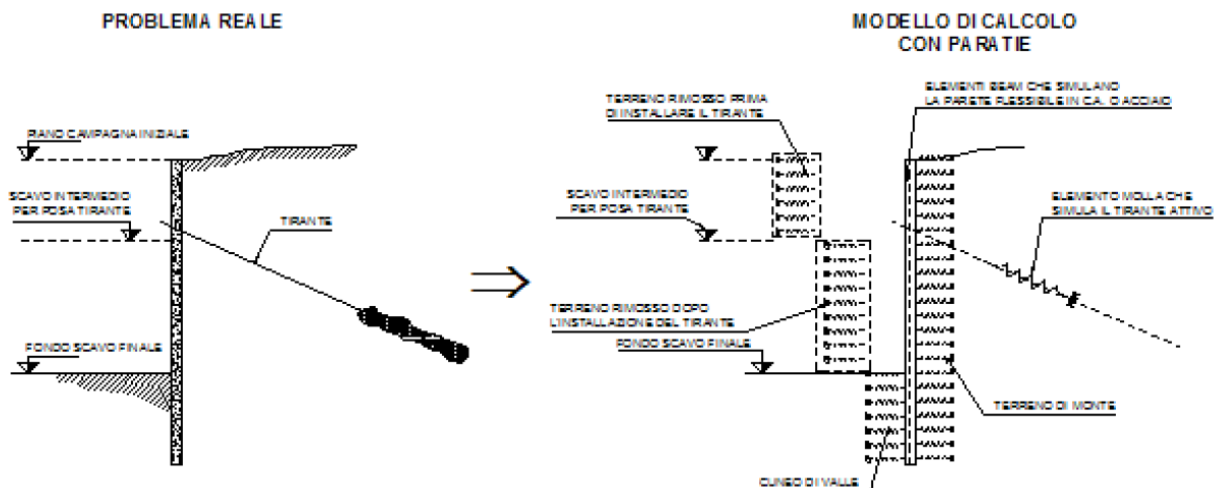
Analisi non lineare secondo un modello “a molle” elasto plastiche” per la parte terreno. La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Lo scopo di PARATIE Plus® è lo studio di un problema definito; in altre parole, il programma analizza la risposta, durante le varie fasi realizzative, di una parete caratterizzata in tutte le sue componenti (altezza, infissione e spessore della parete, entità dei tiranti, ecc.). Il problema è ricondotto a uno schema piano in cui viene analizzata una “fetta” di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura seguente.



La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO". Le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie; ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno:



Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

PARATIE calcola internamente e aggiorna costantemente tale parametro, sulla base del modulo elastico (Young) e la geometria del muro. In altre parole, ad ogni passo, la rigidità K della "molla" viene calcolata dalla seguente equazione:

$$k = a \cdot \frac{E_s \cdot t}{L}$$

dove

a è un fattore di scala posto pari a 1

E<sub>s</sub> è il modulo di Young del terreno

t è l'interasse della molla

L è un parametro geometrico che tiene conto della geometria del muro

Il valore di L è differente in funzione del lato della paratia considerato (monte o valle):

$$L_M = \frac{2}{3} \cdot H' \cdot \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

$$L_V = \frac{2}{3} \cdot (H' - D) \cdot \tan(45^\circ + \varphi/2)$$

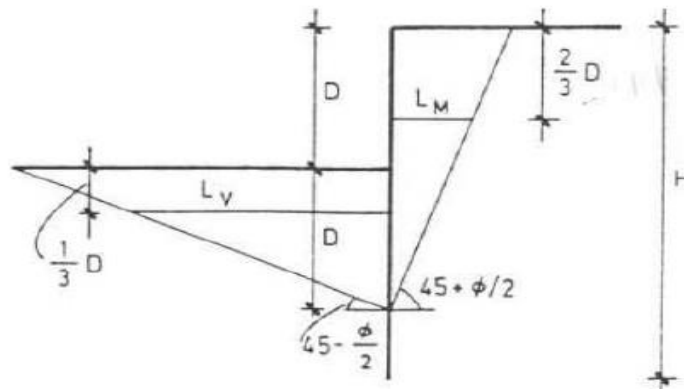
dove

D è la profondità di scavo

H è l'altezza totale del paramento

H' è definito come  $\min(2D, H)$

Nella figura seguente viene riportato in via grafica il criterio per la definizione di  $L_M$  e  $L_V$ :



La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi STATICA INCREMENTALE: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe (1996)).

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

Ne consegue che con questo strumento non possono essere valutati:

- cedimenti o innalzamenti verticali del terreno in vicinanza dello scavo
- condizioni di stabilità generale del complesso parete+terreno+tiranti

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

I contrast rappresentati dai tiranti sono schematizzati mediante elementi finiti che divengono attivi a partire dal momento in cui vengono inseriti. L'inserimento di tali elementi provoca nel modello due effetti:

- l'insorgenza di una forza nel nodo di applicazione, corrispondente alla forza di coazione eventualmente imposta;
- la modifica della rigidità globale della struttura (matrice di rigidità assemblata) attraverso l'aggiunta di un contributo pari alla rigidità del contrasto.

Quando, nelle fasi successive, in corrispondenza del nodo ove il tirante è connesso viene a modificarsi lo spostamento, lo stato di sollecitazione nel tirante subirà incrementi pari all'incremento di spostamento moltiplicato per la rigidità. Nelle equazioni di equilibrio si tiene ovviamente conto delle variazioni di sforzo nei contrasti.

## 7.2 DEFINIZIONE DEI MATERIALI NEI MODELLI NUMERICI

Le due tipologie di terreno implementate nei modelli numerici (strato ghiaioso/sabbioso e limoso/argilloso) sono state caratterizzate con un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. Tale criterio si basa sul principio che la natura particellare del terreno gli conferisca una resistenza al taglio del tipo:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan\phi'$$

in base al quale la tensione tangenziale a rottura in un generico punto di una superficie di scorrimento potenziale interna al terreno è dato dalla somma di un termine coesivo ( $c'$ ) e di uno attritivo ( $\phi'$ ).

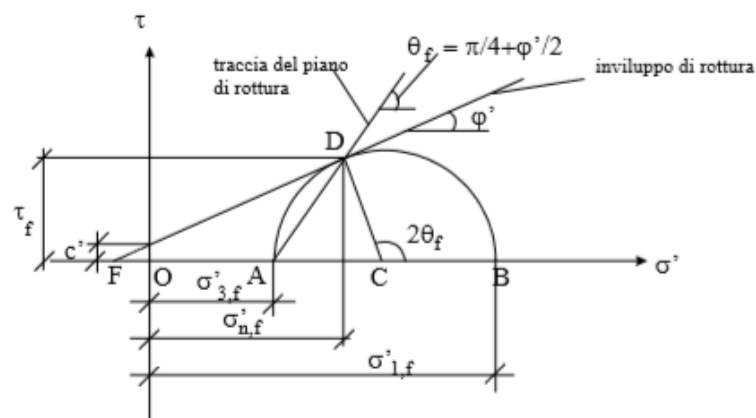


Figura 9: Criterio di Mohr-Coulomb

Le tensioni geostatiche orizzontali sono state inizializzate utilizzando un coefficiente di spinta a riposo ottenuto mediante la nota relazione di Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \sin\phi'$$



I parametri utilizzati nei modelli numerici sono:

Parametri caratteristici (M1)

Parametri di calcolo (M2)

Ghiaie e sabbie (A)

$$\gamma = 20\text{kN/m}^3$$

$$\gamma = 20\text{kN/m}^3$$

$$c'_k = 0\text{kPa}$$

$$c'_d = 0\text{kPa}$$

$$\phi'_k = 38^\circ$$

$$\phi'_d = 32^\circ$$

Limi e argille (B)

$$\gamma = 19\text{kN/m}^3$$

$$\gamma = 19\text{kN/m}^3$$

$$c'_k = 10\text{kPa}$$

$$c'_d = 8\text{kPa}$$

$$\phi'_k = 25^\circ$$

$$\phi'_d = 20.5^\circ$$

L'angolo di attrito terreno-paratia è stato considerato nel seguente modo:

- spinta attiva  $\delta/\phi'd = 0$
- spinta passiva  $\delta/\phi'd = 0,5$

Nel caso di utilizzo di tiranti provvisori, la lunghezza totale ( $L_{tot}$ ) del tirante è data dalla somma della lunghezza neutra ( $L_n$ ) e della lunghezza di ancoraggio ( $L_u$ ).

La lunghezza neutra è definita dalla intersezione con un piano inclinato di  $(45-\phi/2)$  sulla verticale, parallelo al piano passante per il piede della paratia e da esso distante  $0,20 \cdot h$ :

$$L_n = h' + d'$$

$$h' = 0,20 \cdot h / \text{sen}(45 + \alpha + \phi/2)$$

$$d' = (h + t - h_i) \cdot \text{sen}(45 - \phi/2) / \text{sen}(45 + \alpha + \phi/2)$$

dove:

$h$  è l'altezza fuori scavo della paratia

$t$  è l'infissione della paratia

$h_i$  è la profondità del tirante

$\phi$  angolo d'attrito del terreno

$\alpha$  inclinazione del tirante

### 7.3 METODOLOGIA D'INTERVENTO E FASI OPERATIVE

Per la realizzazione degli scavi si impiegheranno paratie di diaframmi in calcestruzzo o berlinesi di micropali, contrastate mediante puntoni e/o ordini di tiranti. In fase definitiva il contrasto delle paratie sarà fornito dai solai in c.a. e dal solettone di fondo. Le strutture interne si completano con il getto delle contropareti in c.a. contro le paratie, previa posa di guaine impermeabilizzanti.

**Le principali fasi esecutive sono:**

- Formazione delle corree di guida, realizzazione delle paratie (compresa trave di coronamento)
- Scavi successivi per le opportune tirantature (o puntoni di contrasto);
- Scavo finale fino alla quota di imposta del solettone di fondo;
- Posa dell'impermeabilizzazione, se prevista, sul fondo scavo e a ridosso delle paratie (realizzazioni dei relativi massetti in cls);
- Getto del solettone di fondo in cui devono essere previste le opere di drenaggio delle acque (es. pozzetti);
- Completamento dell'impermeabilizzazione delle pareti laterali (se previsto);
- Getto delle contropareti, dei setti/pilastrini interni e delle solette intermedie;
- Realizzazione della soletta di copertura ove previsto;
- Impermeabilizzazione della copertura previa formazione del massetto di pendenza;
- Formazione massetto di protezione, rinterrati e ripristini superficiali;
- Completamento delle opere.

L'esecuzione dei tiranti provvisori dovrà avvenire secondo le seguenti fasi:

- Perforazione secondo la geometria di progetto;
- Posa in opera del tirante, dotato di distanziatori a canne per la successiva iniezione del bulbo di ancoraggio;
- Iniezione della miscela cementizia per la formazione del bulbo di ancoraggio, della lunghezza prevista in progetto;
- Iniezione di cementazione secondaria nella parte libera del tirante tra guaina liscia e parete foro;
- Fissaggio del tirante.

Si riportano nel seguito tutte le fasi implementate nel modello Paratie, per ogni sezione di verifica, per la valutazione dell'interazione terreno-struttura.

### 7.3.1 Sezione TIPO La1

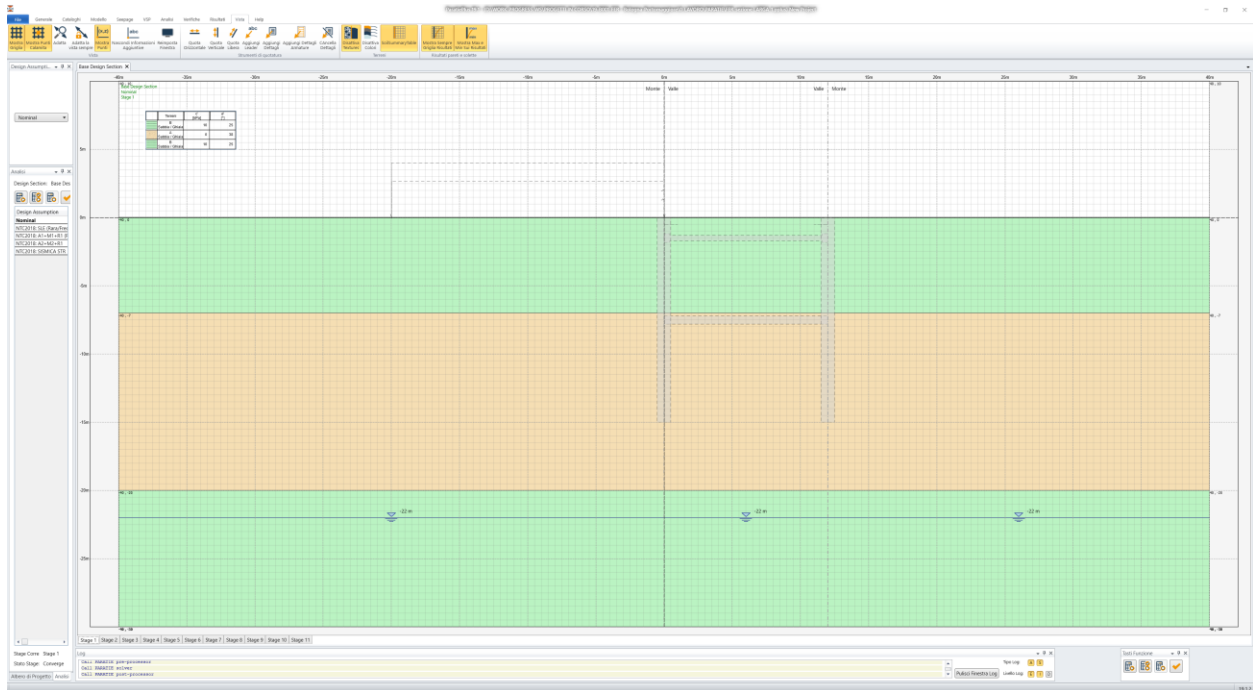


Figura 10: condizione geostatica

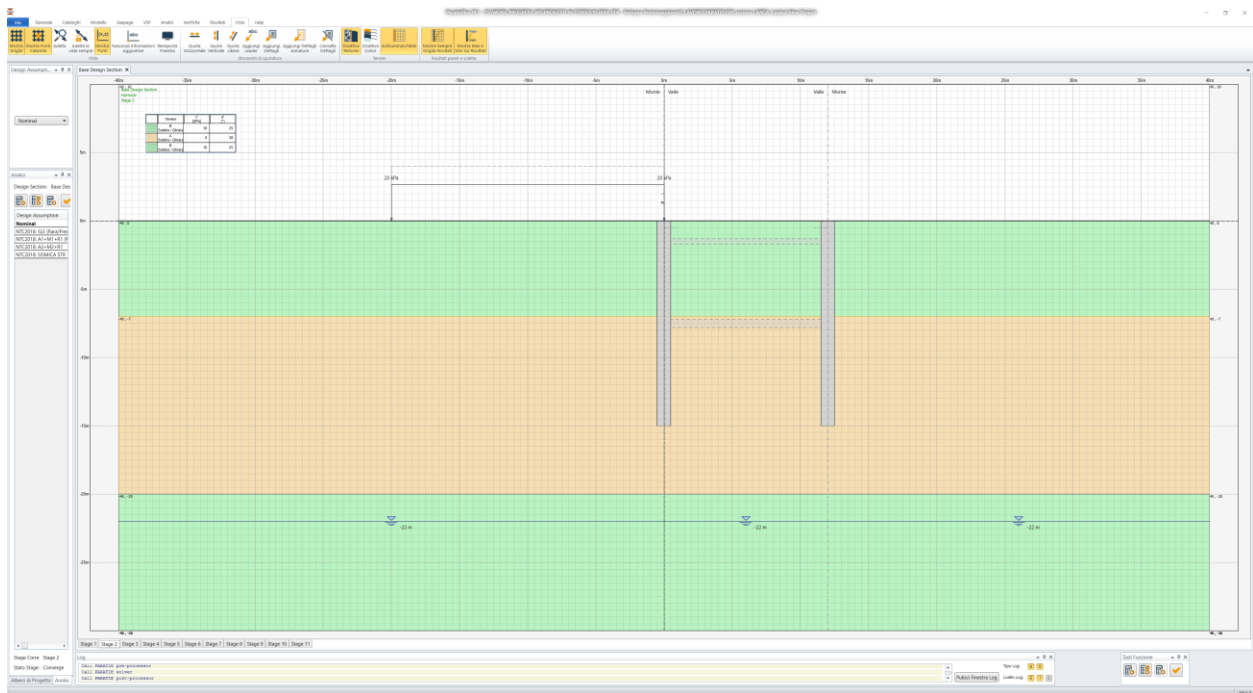


Figura 11: realizzazione dei diaframmi e applicazione sovraccarico da 20kPa

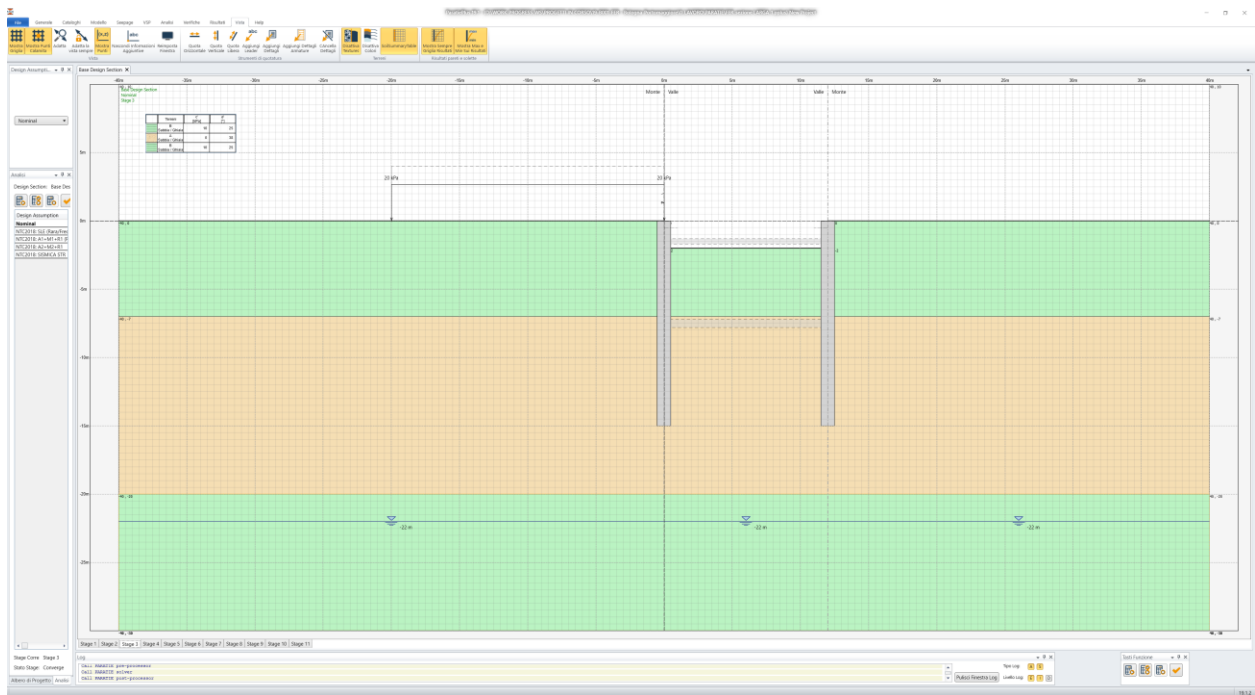


Figura 12: scavo a -2,0m da p.c.

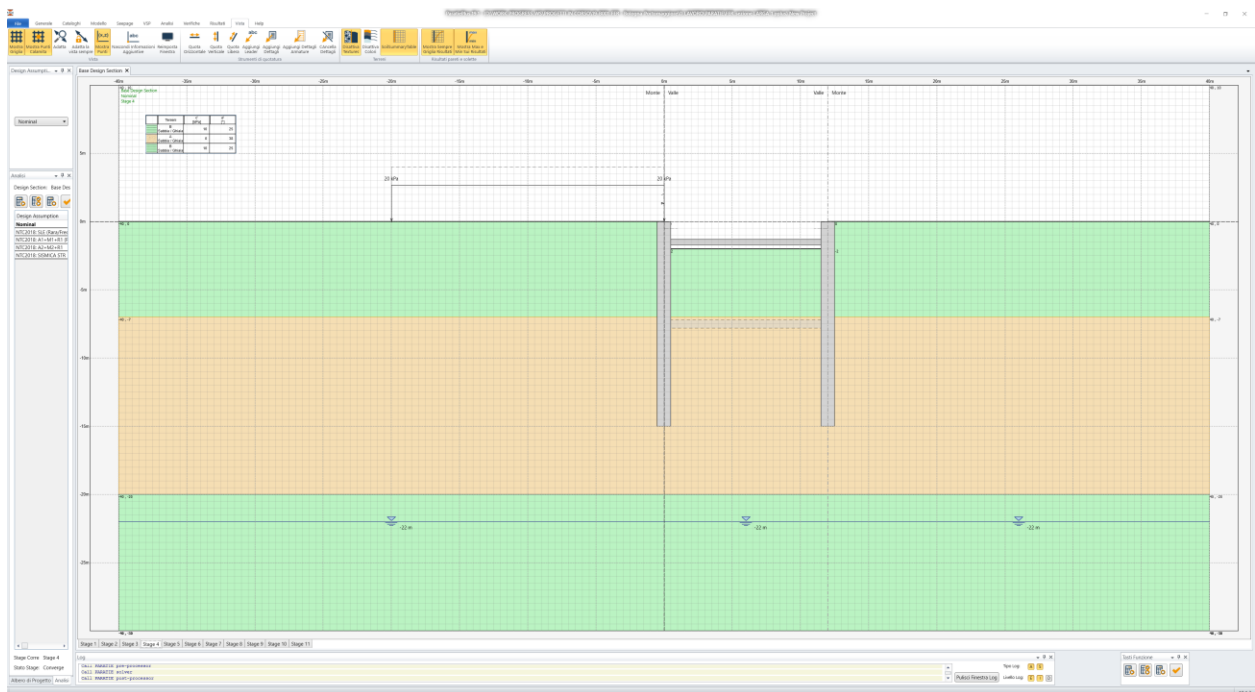
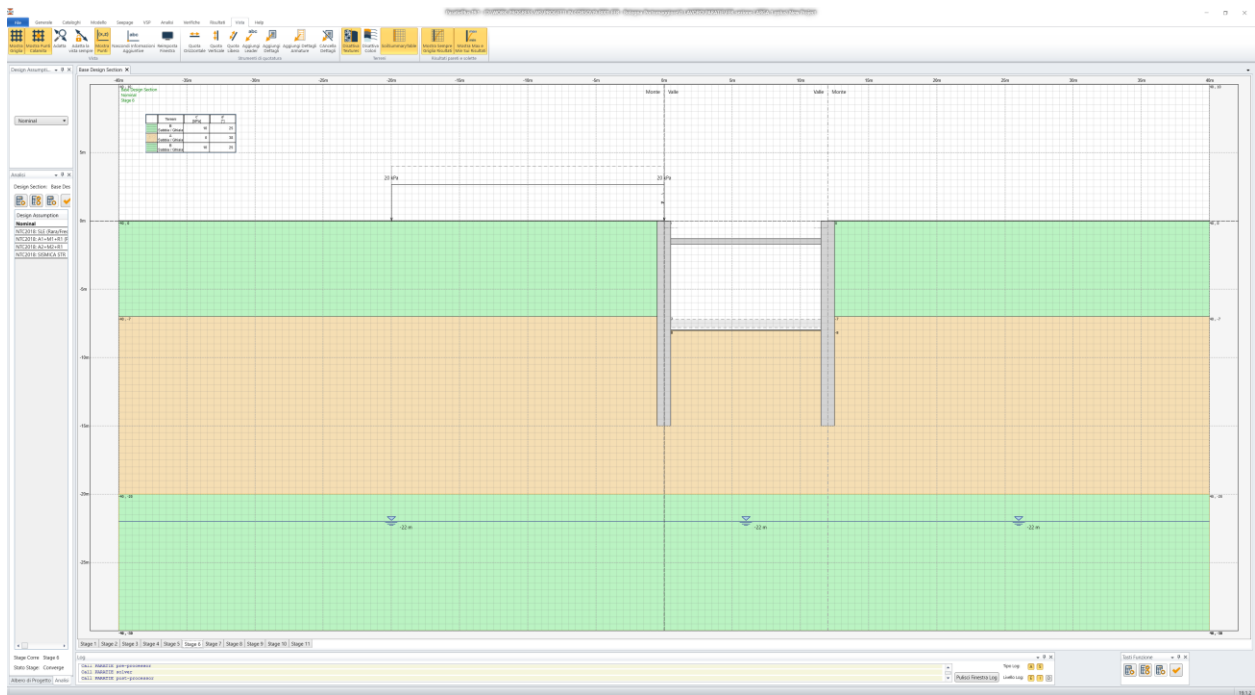
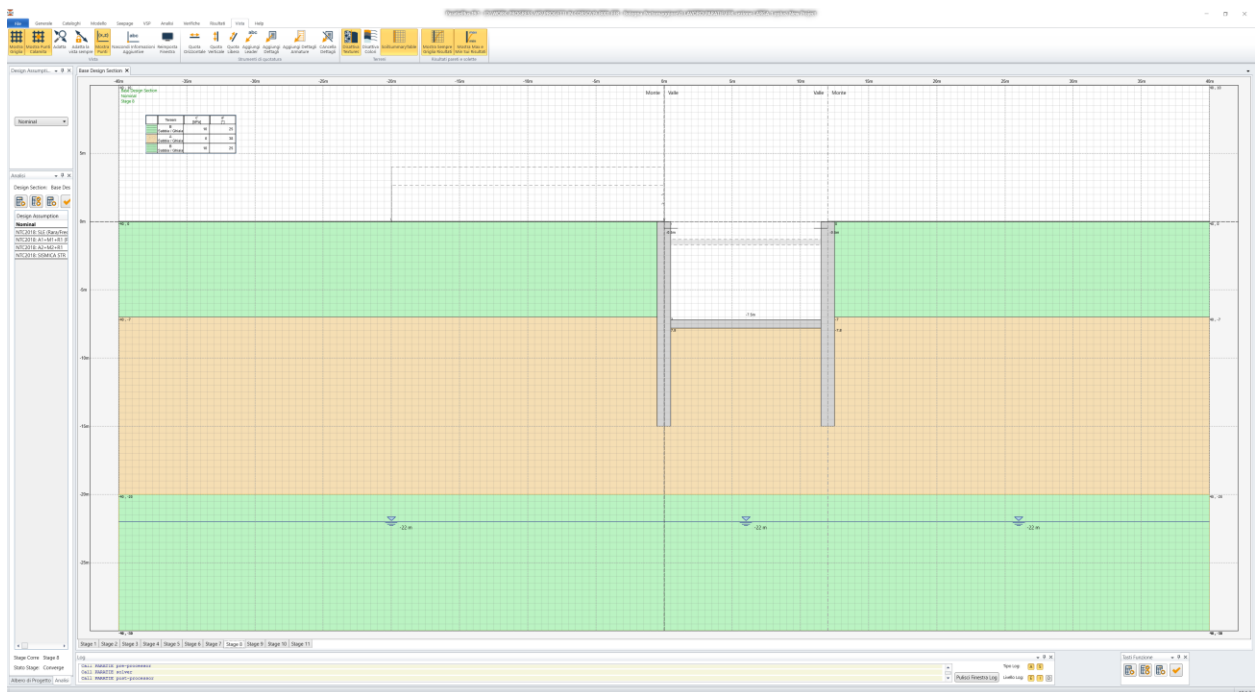


Figura 13: attivazione dei puntoni provvisori



**Figura 14: completamento dello scavo fino alla quota di progetto**



**Figura 15: getto della soletta di fondo e delle fodere interne**

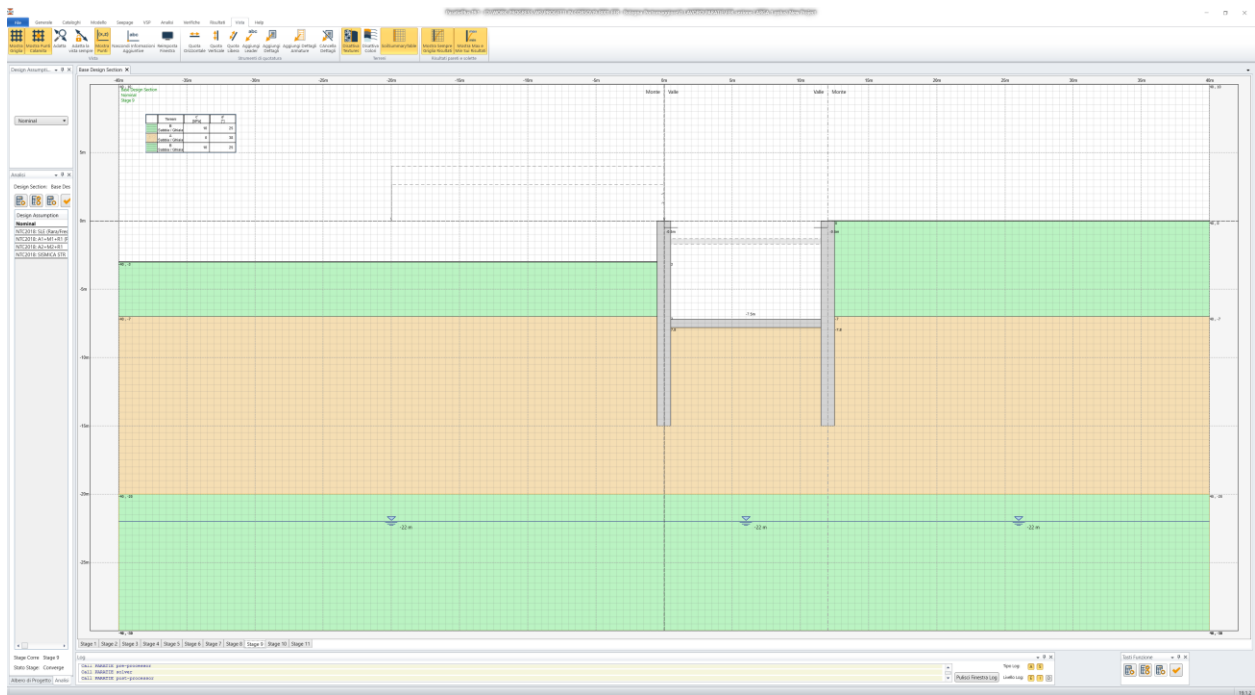


Figura 16: scavo in fregio alla paratia

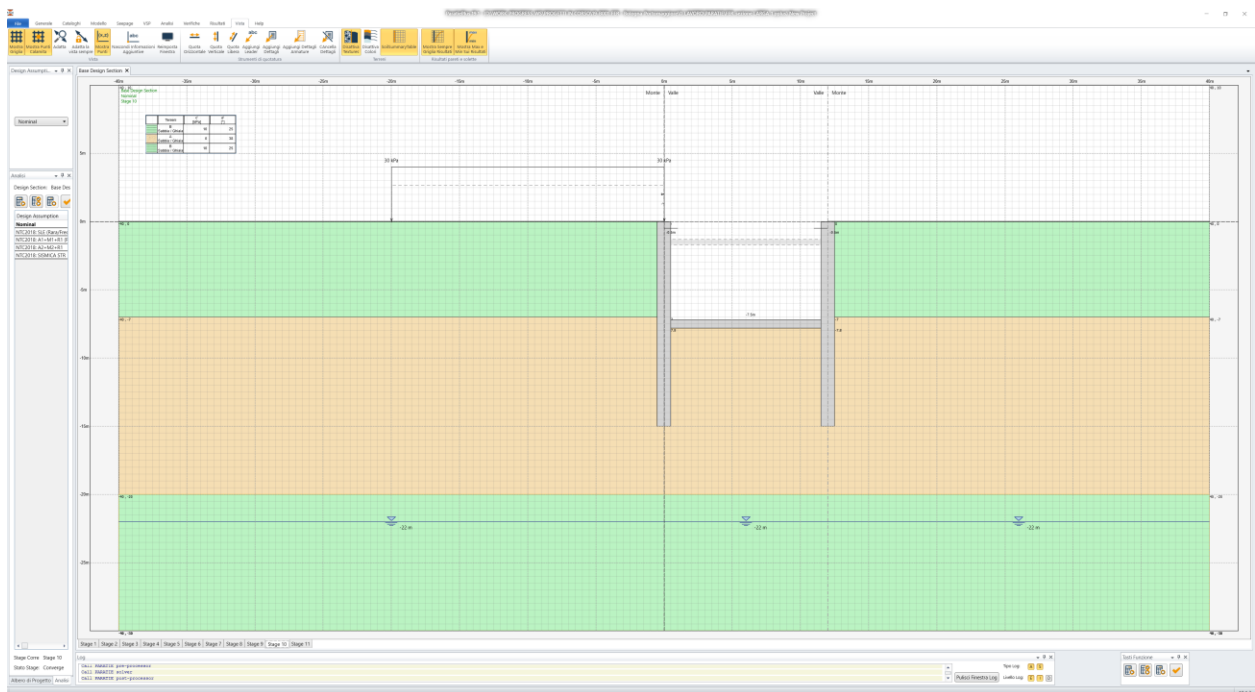


Figura 17: applicazione del carico da traffico a tergo della paratia (30 kPa)

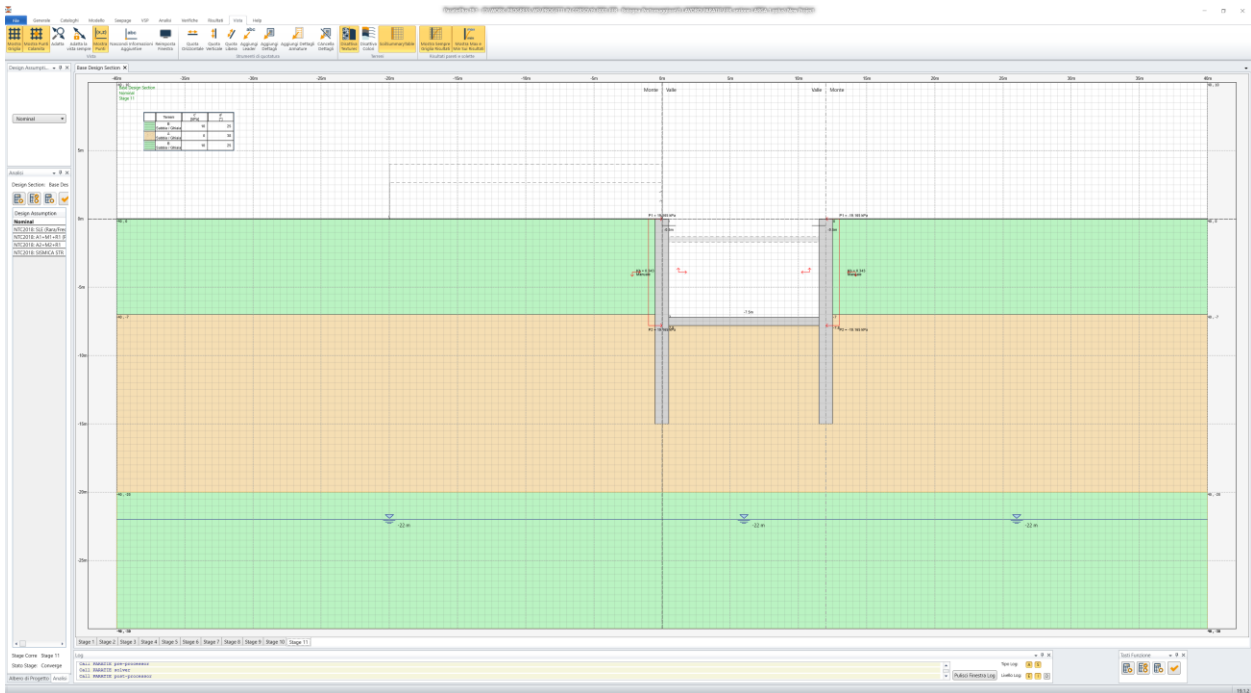


Figura 18: condizione sismica

### 7.3.2 Sezione TIPO La2

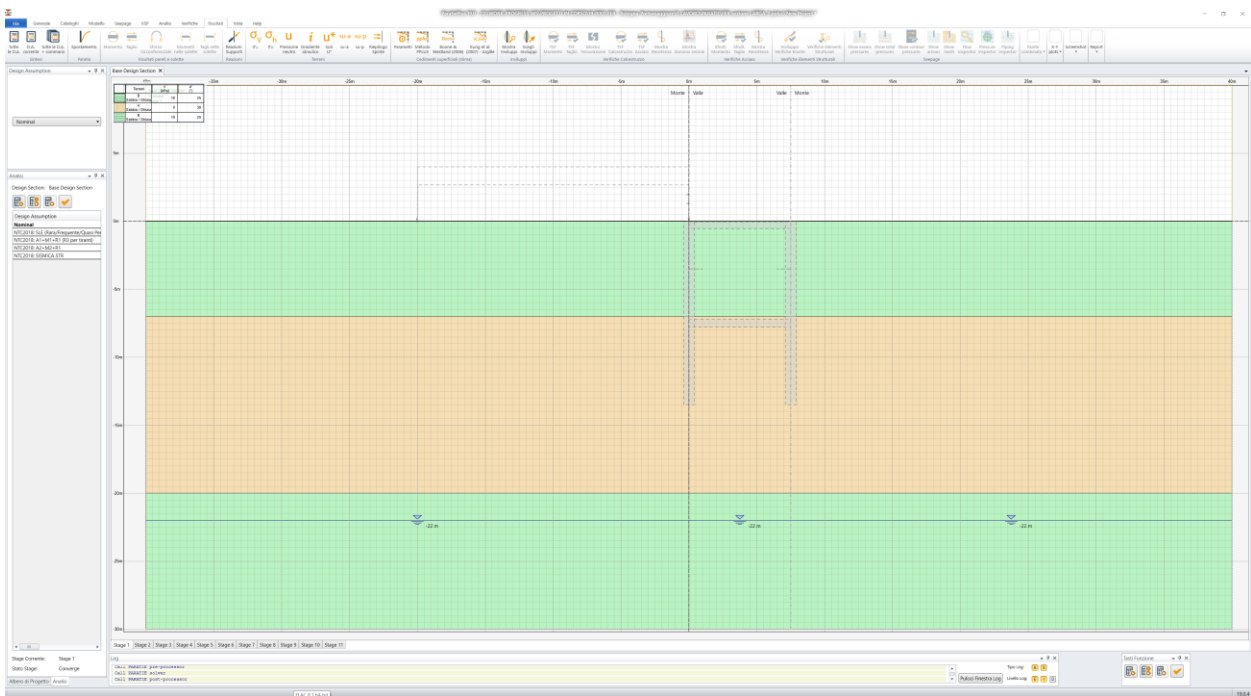
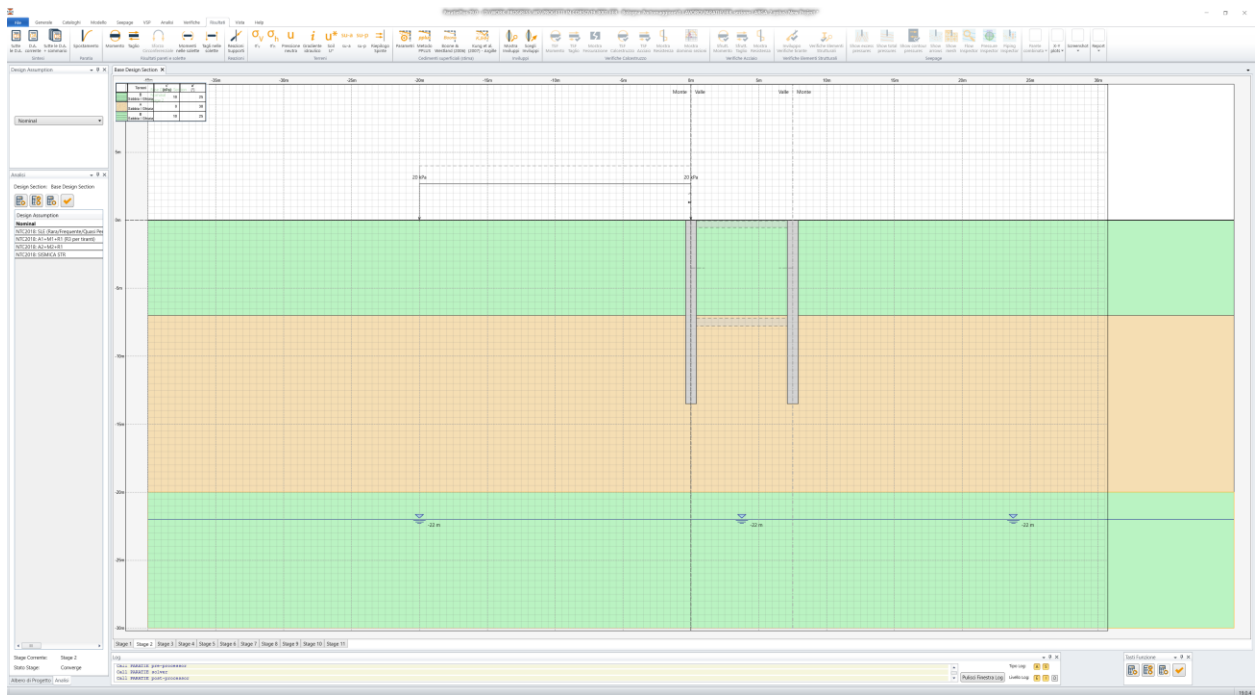
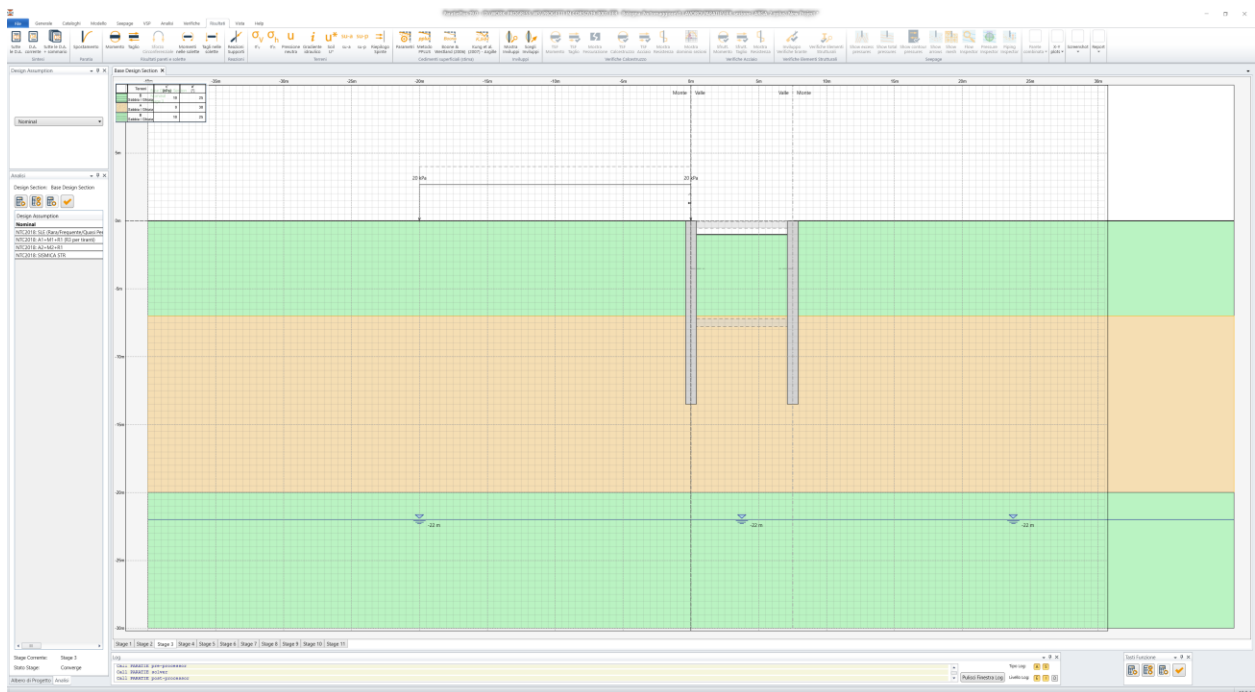


Figura 19: condizione geostatica

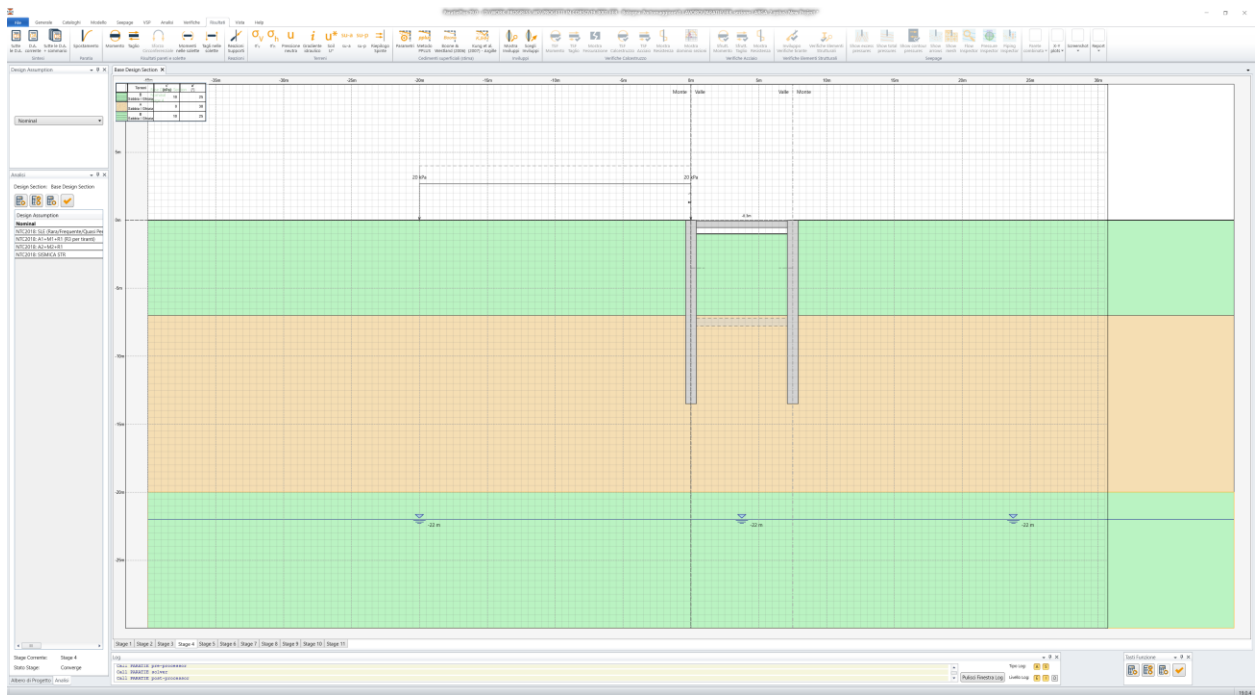


**Figura 20: realizzazione dei diaframmi e applicazione sovraccarico da 20kPa**

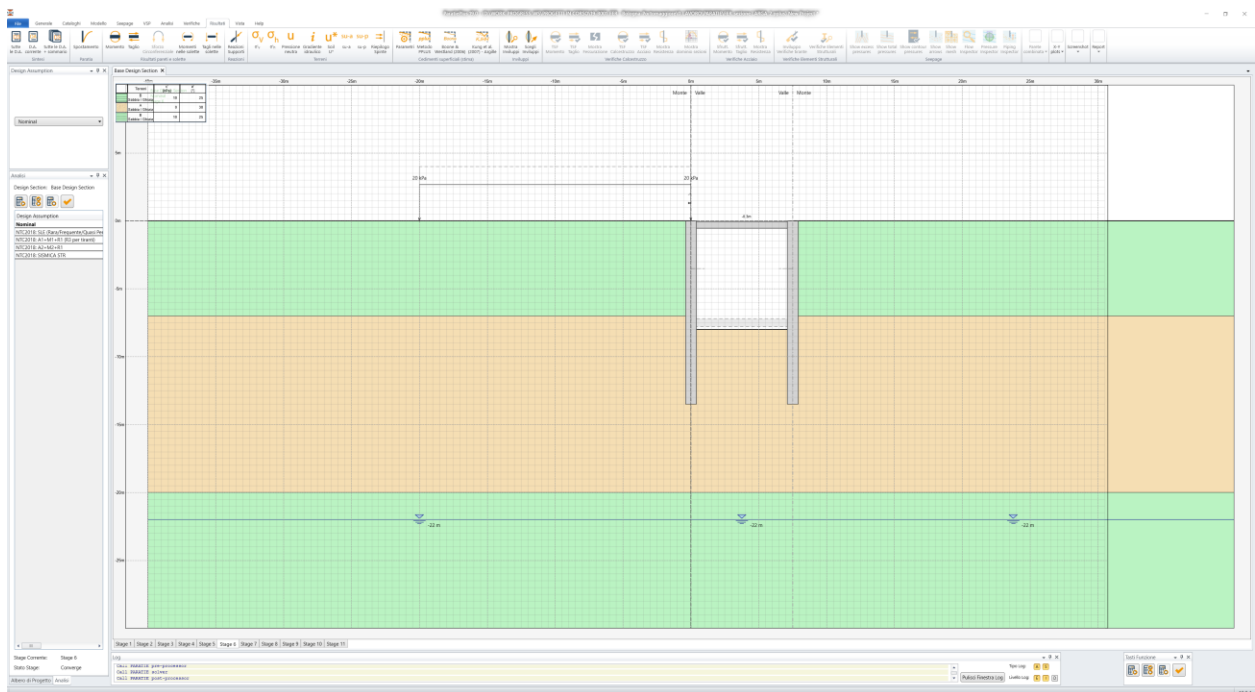


**Figura 21: scavo a -1,0m da p.c.**

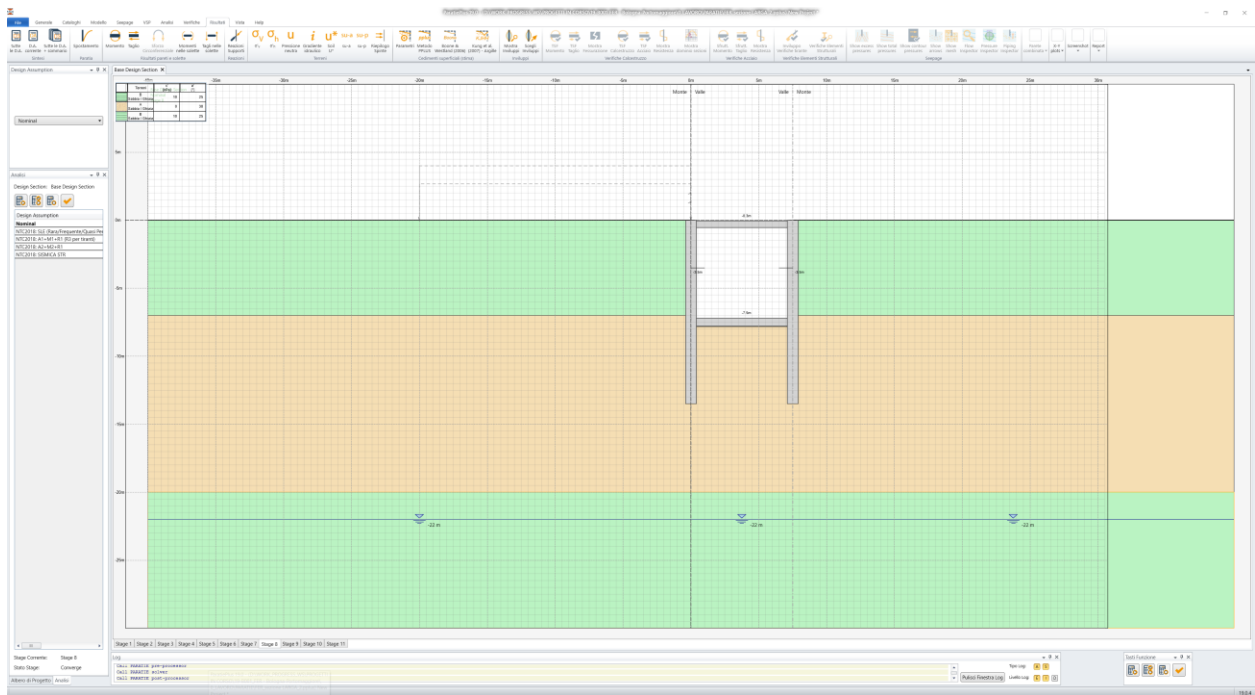




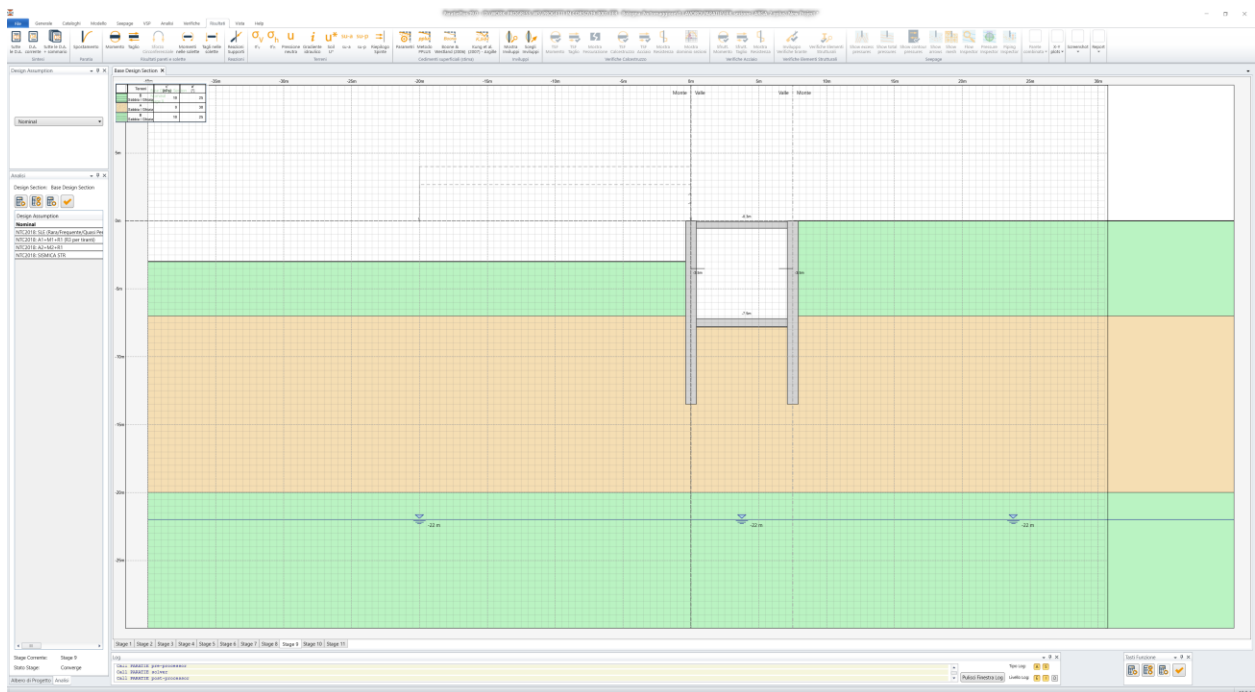
**Figura 22: getto della soletta di copertura**



**Figura 23: completamento dello scavo fino alla quota di progetto**



**Figura 24: getto della soletta di fondo e delle fodere interne**



**Figura 25: scavo in fregio alla paratia**

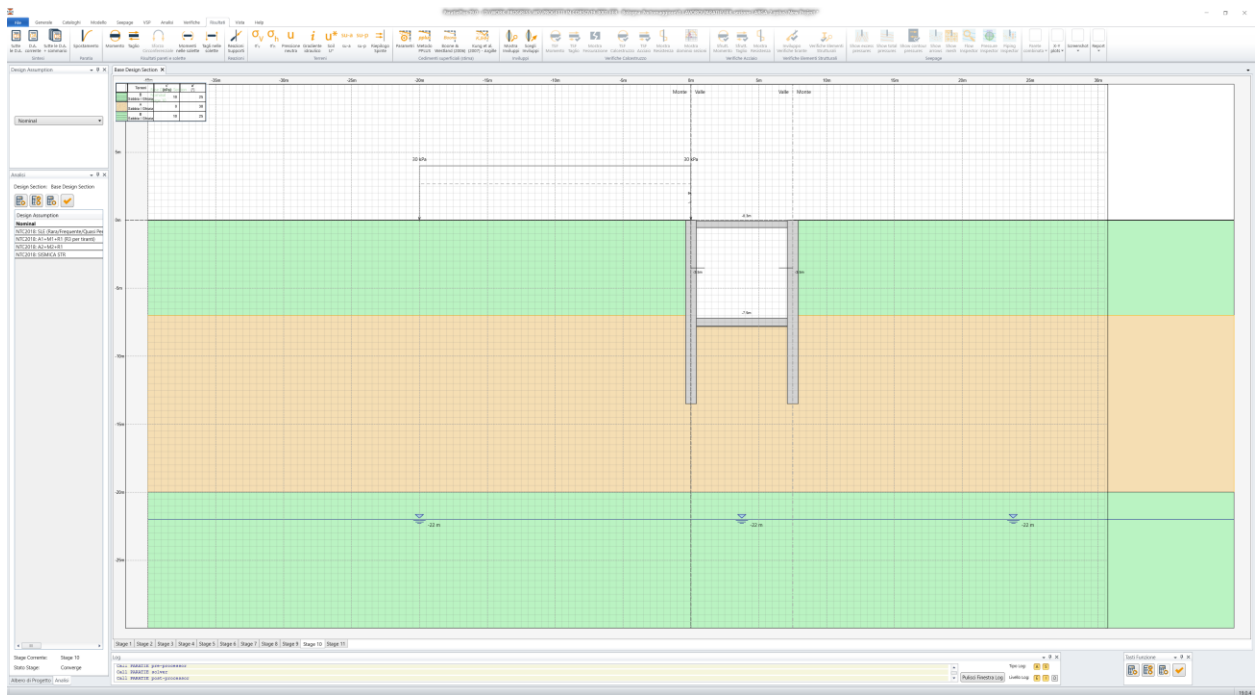


Figura 26: applicazione del carico da traffico a tergo della paratia (30 kPa)

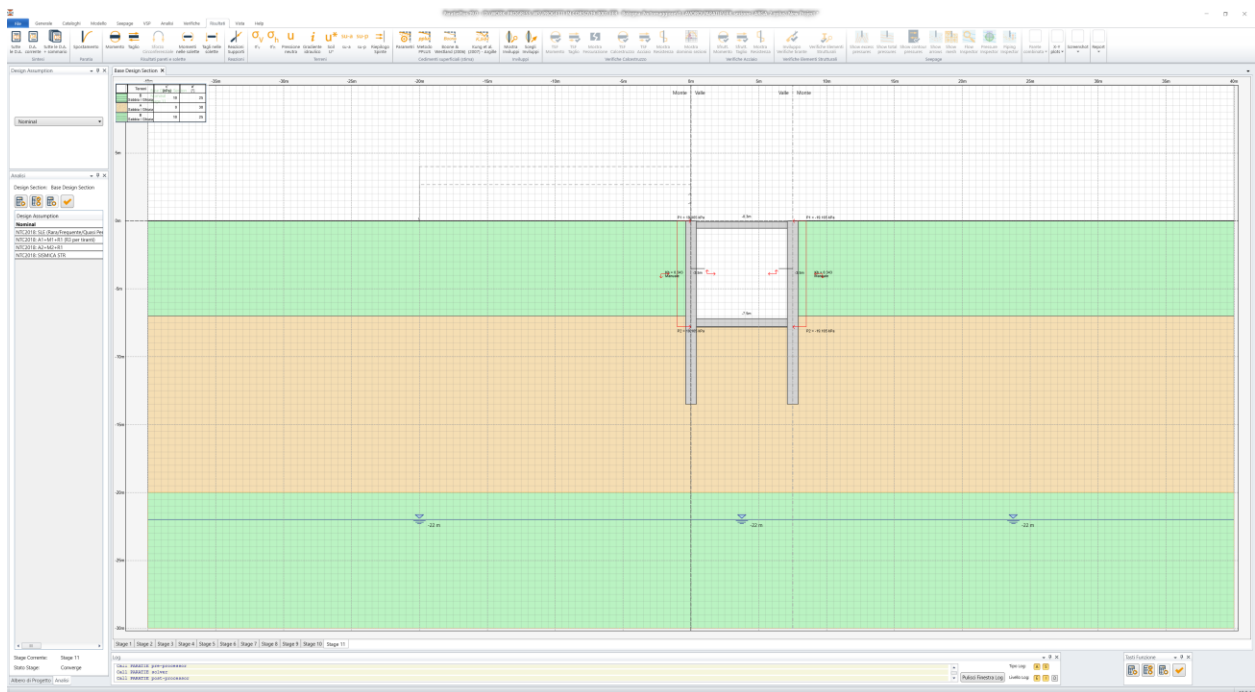


Figura 27: condizione sismica

## 7.4 ANALISI DEI CARICHI

### 7.4.1 Pesì propri e carichi permanenti portati

#### 7.4.1.1 *Pesì propri delle strutture*

I pesì propri delle strutture vengono determinati sulla base delle masse specifiche assunte per i materiali strutturali pari a 25 kN/mc per i conglomerati cementizi e pari a 78,50 kN/mc per gli acciai.

Il peso proprio della struttura viene calcolato dal programma in automatico in relazione allo spessore delle membrature (vedi tavole di carpenteria).

#### 7.4.1.2 *Ricoprimento solettone di copertura*

In esercizio si considera un sovraccarico sul solettone di copertura delle strutture interne dato da:

$$G_{2-1} = 20,00 \text{ kN/mc} \cdot h$$

dove "h" è il ricoprimento in relazione alla sistemazione finale della superficie

#### 7.4.1.3 *Carico solettone di fondo*

All'interno del corpo della Galleria, in esercizio, si considera un sovraccarico pari a:

$$\text{Peso del riempimento:} \quad 20,00 \text{ kN/mc} \cdot 1,30 \text{ m} = \quad 26 \text{ kN/mq}$$

$$\text{Peso strutture interne:} \quad 25,00 \text{ kN/mc} \cdot (W)$$

dove "W" è il peso delle strutture gettate in opera

### 7.4.2 Spinte delle terre, dell'acqua di falda e dei fabbricati

#### 7.4.2.1 *Spinte delle terre*

In fase provvisoria le spinte delle terre sulle paratie vengono determinate sulla base dell'analisi di interazione terreno-struttura e degli spostamenti conseguenti.

La spinta del terreno viene valutata in automatico dal programma di calcolo.

#### 7.4.2.2 *Spinte dell'acqua di falda*

Come indicato al § 4.2 si considera assente la falda.

### 7.4.3 Carichi mobili ed altri sovraccarichi variabili antropici

#### 7.4.3.1 *Carico da traffico stradale*

Si considera la presenza di un carico da traffico a tergo delle paratie sia in fase provvisoria che in fase definitiva.

In fase provvisoria si considera un sovraccarico pari a 20 kN/m<sup>2</sup>.

In fase definitiva si considera invece, in via cautelativa, un sovraccarico a tergo pari 30 kN/m<sup>2</sup>.

#### 7.4.3.2 Carico da traffico ferroviario

Sul solettone di fondo, in esercizio, agisce il carico accidentale dovuto al passaggio dei treni in transito.

Poiché il carico si scarica direttamente sul terreno di fondazione, attraverso l'armamento e il solettone di fondo, l'effetto sulle strutture verrà trascurato perché non dimensionante.

#### 7.4.4 Azioni sismiche

Per le opere in oggetto sono ragionevolmente adottate le seguenti ipotesi di calcolo in accordo a quanto riportato ai § 7 e 7.2.1 del D.M. 17/01/2018:

- Si conduce un'analisi statica equivalente considerando che la struttura interrata si muova con il terreno circostante (periodo proprio della struttura  $T=0$  e conseguente fattore di struttura  $q=1$ );
- Si considerano solo le verifiche allo Stato Limite Ultimo  $SLU = SLV$  con  $q=1$  (cioè analisi lineare elastica non dissipativa), non risultando significativo indagare lo  $SLE = SLD$ ;
- Non si considerano gli effetti dinamici della falda;
- Si trascura la componente verticale del sisma.

Pertanto alla luce delle precedenti ipotesi si ottiene una ordinata dello spettro di risposta pari a:

$$S_{SLV (T=0)} = (a_g/g) \cdot S = K_x = \pm 0.343.$$

L'effetto del sisma viene implementato nella modellazione come già indicato al § 6.2.3.

#### 7.4.5 Altre azioni

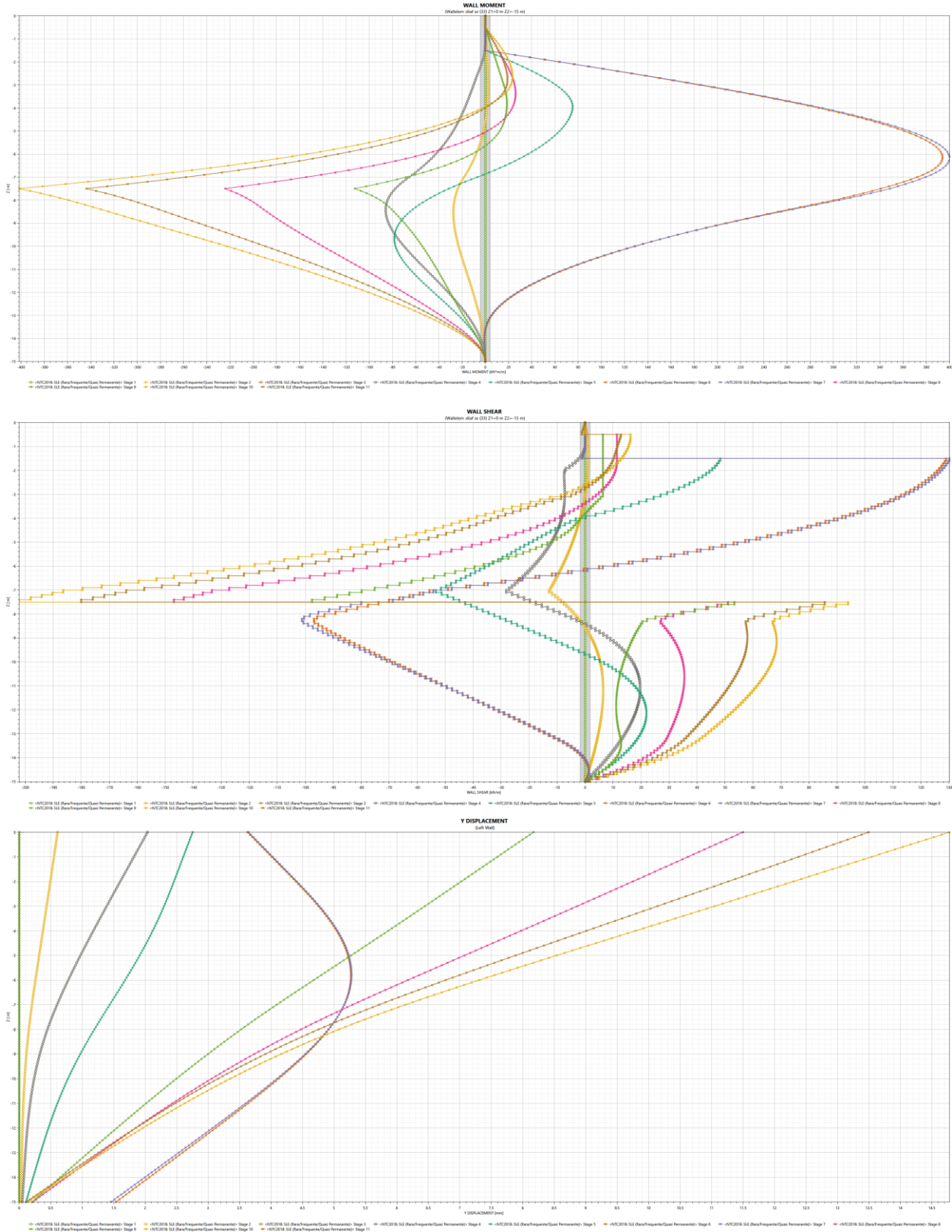
Al fine di valutare possibili scenari futuri, viene simulato anche lo scavo in fregio ai diaframmi per una profondità di 3m da p.c.

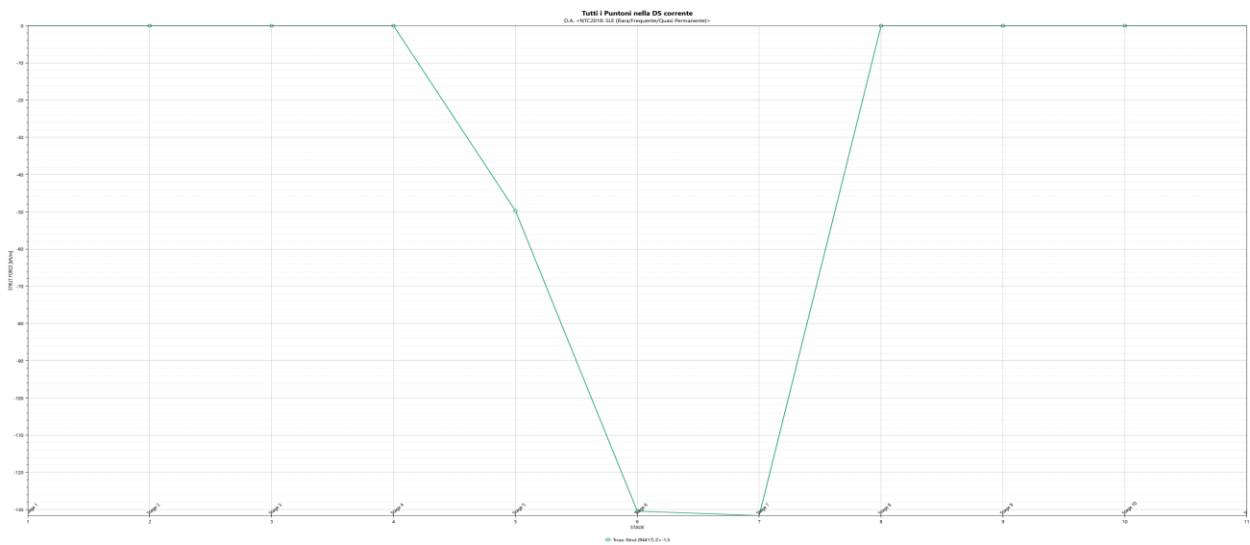
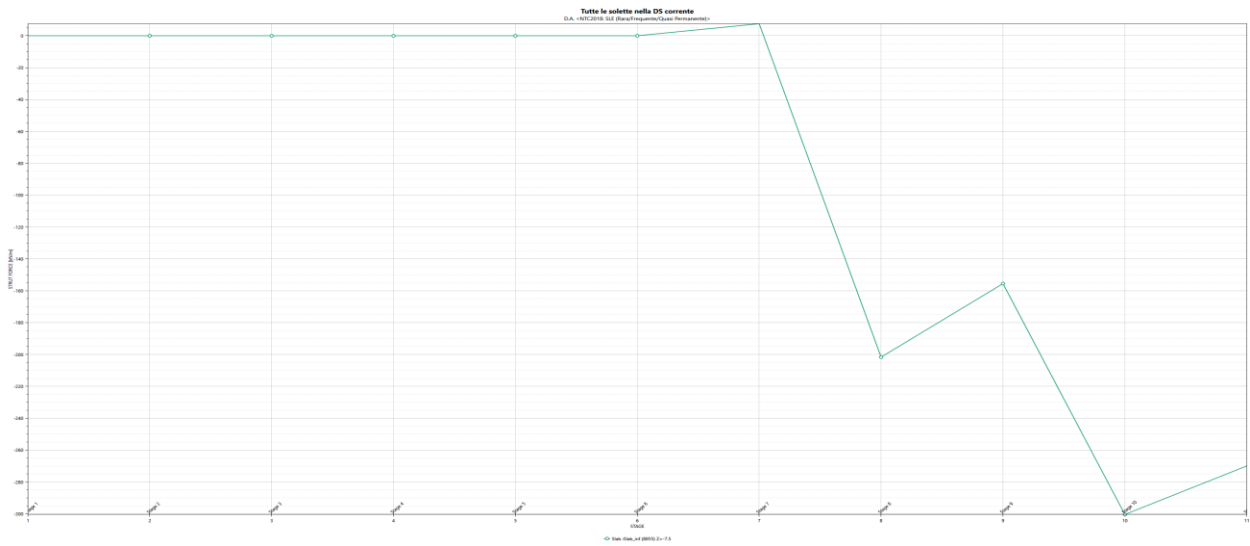
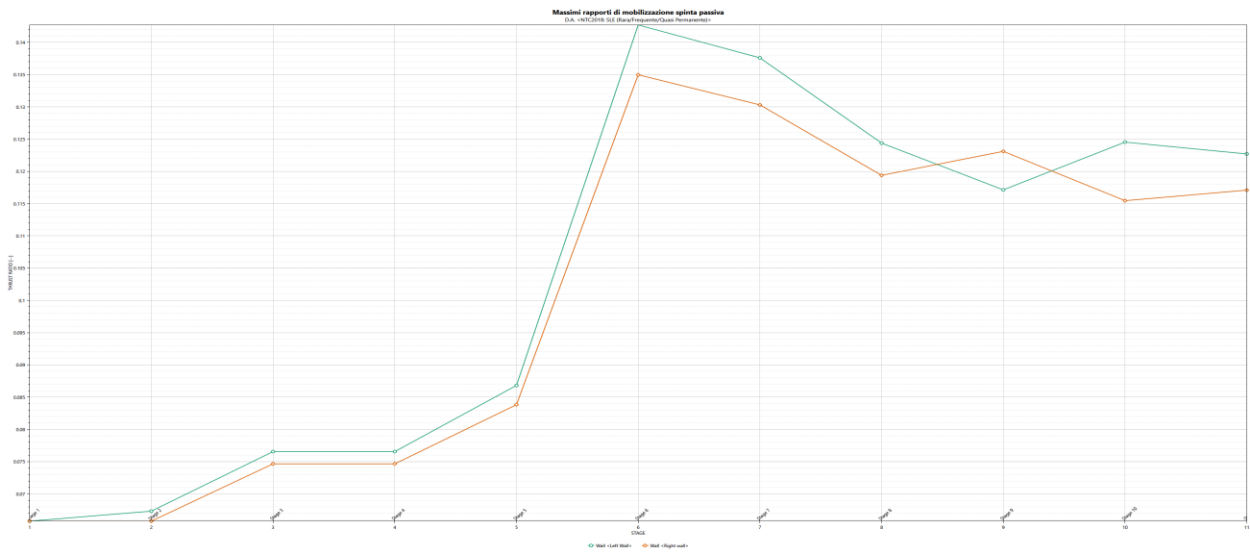
Per profondità superiori si rimanda a valutazioni di dettaglio da eseguirsi caso per caso.

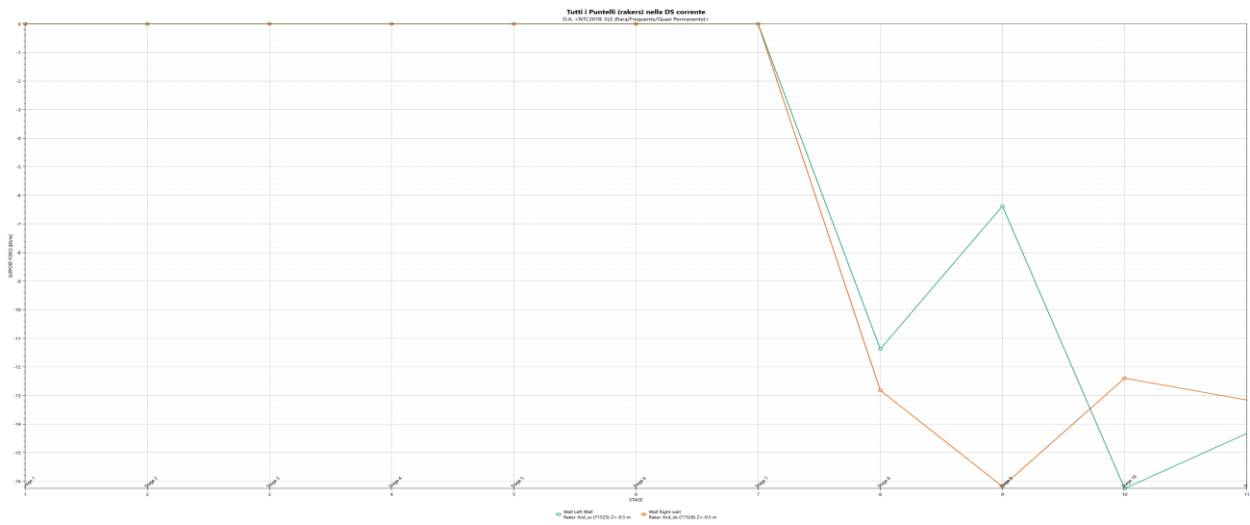
### 7.5 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione e deformazione nella combinazione ANALISI 1 per le differenti sezioni di calcolo analizzate.

### 7.5.1 Sollecitazioni pannello TIPO La1

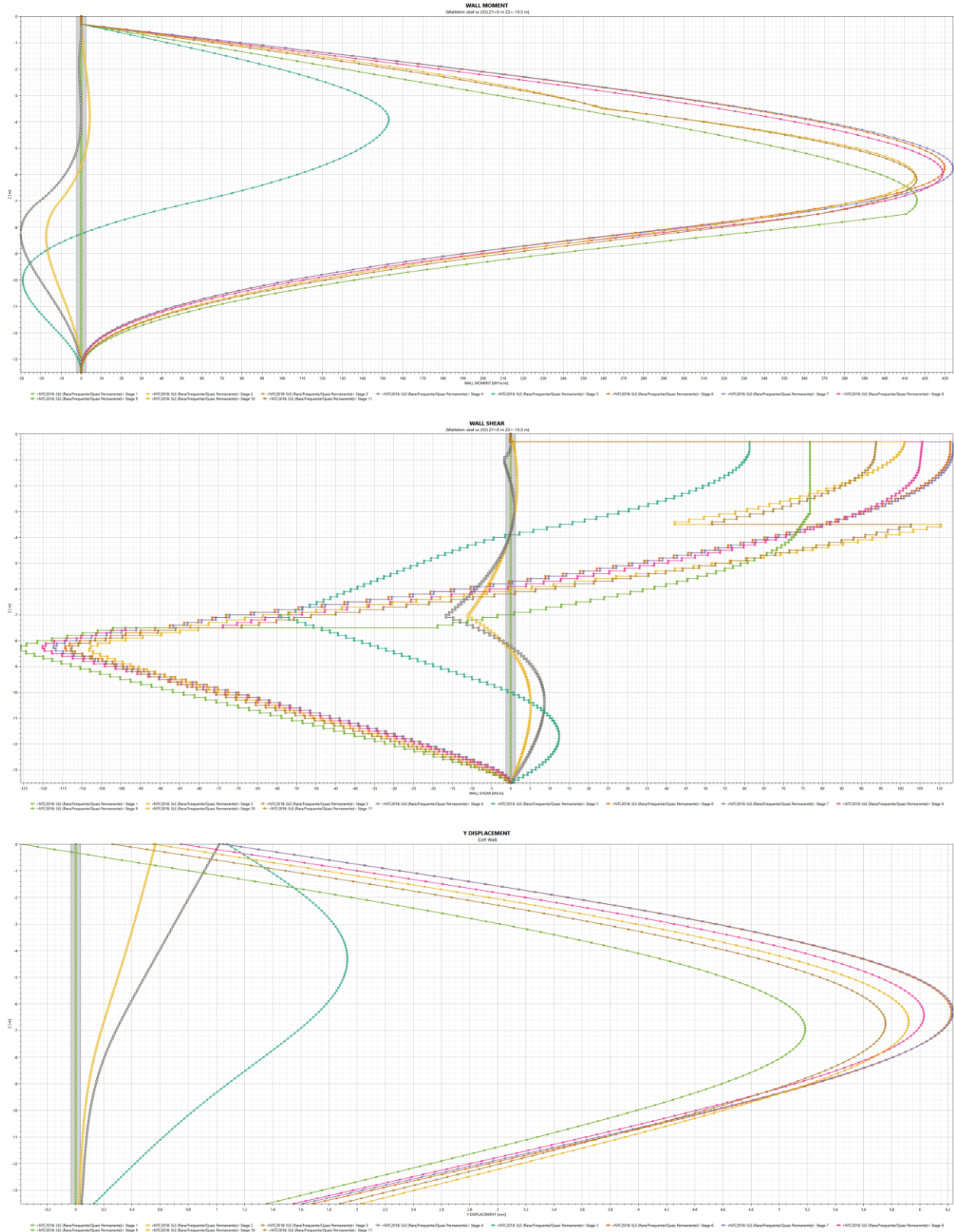


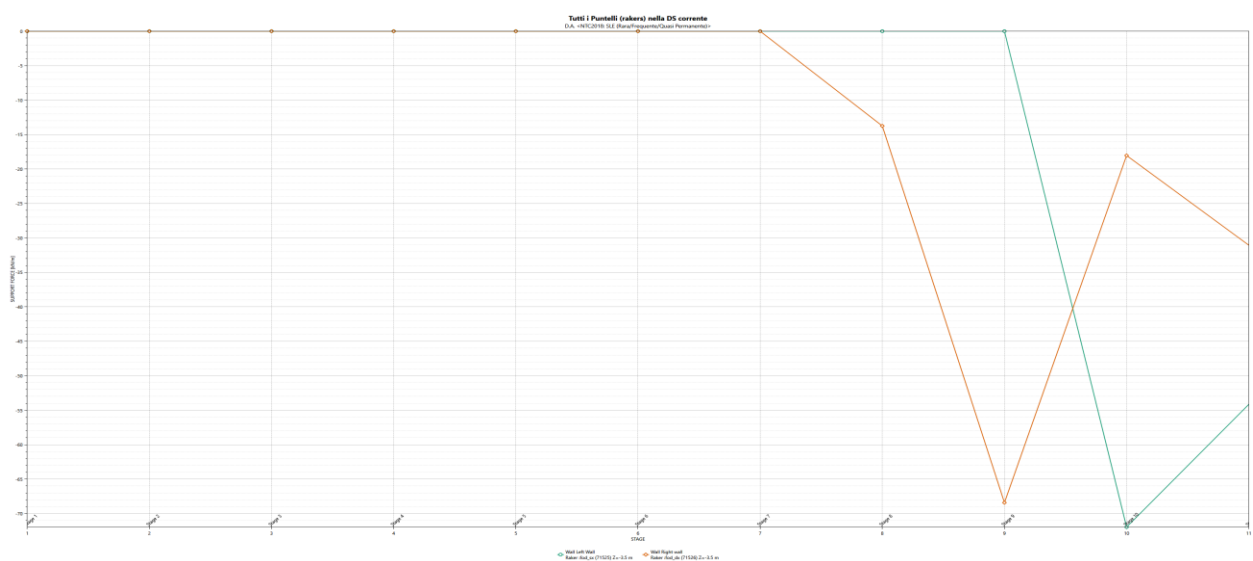
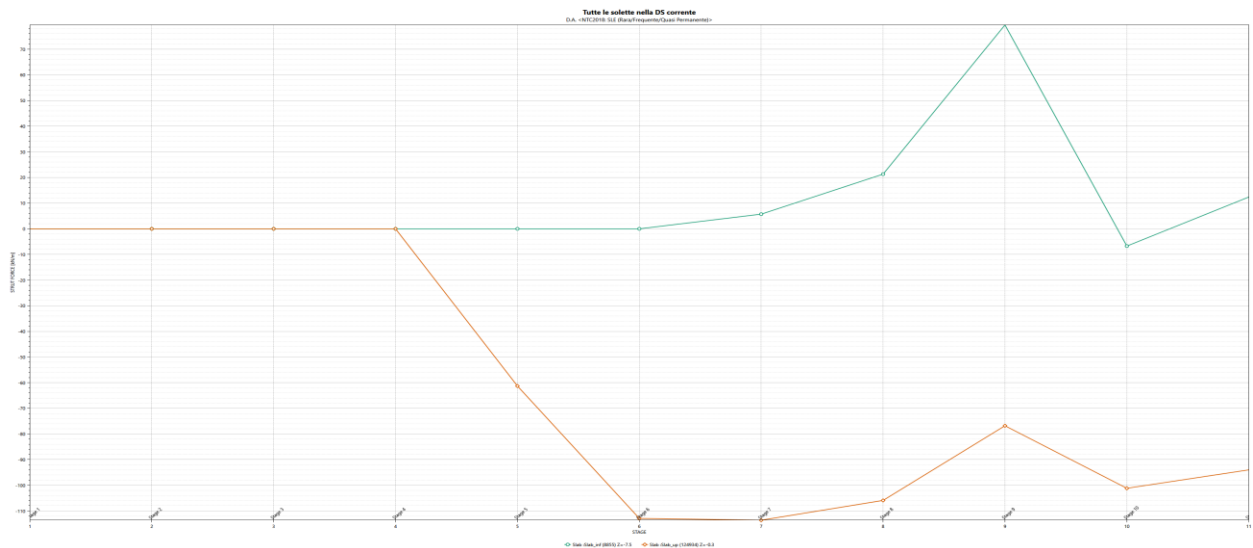
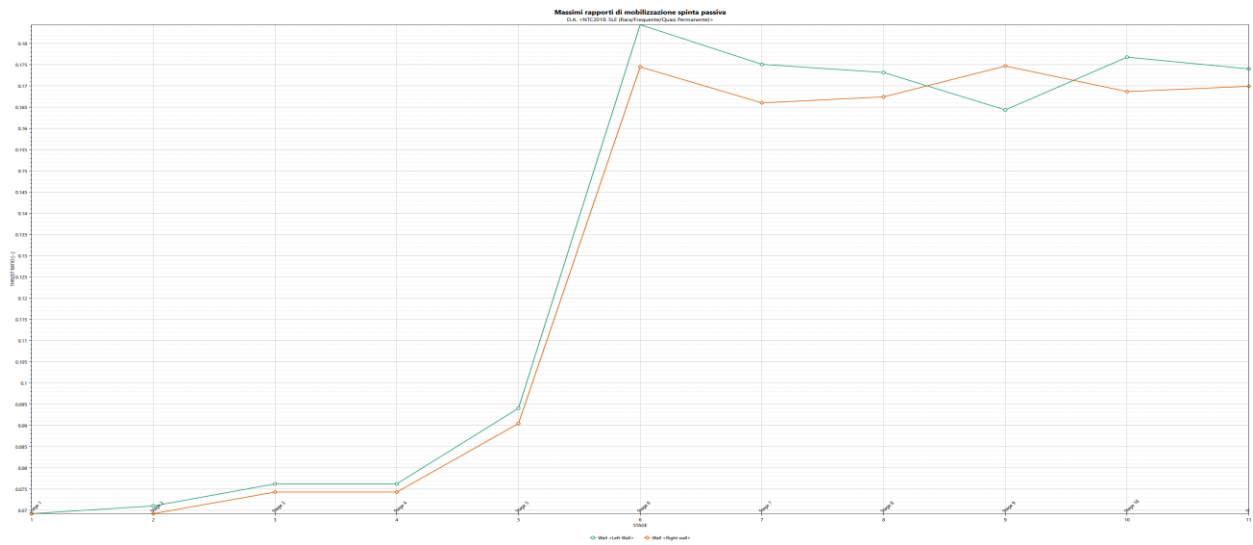






## 7.5.2 Sollecitazioni pannelli TIPO La2





## 7.6 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17.01.2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2) così come indicato al § 6.4.

Le verifiche sono state condotte tramite il programma SEZ CA prodotta dalla GeoStru Software (ver. 2018.10.0.768).

### 7.6.1 Verifica pannelli TIPO La1

Dalle risultanze ottenute dai modelli di calcolo e riportate ai § precedenti, si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

COMBO	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
ANALISI 1	-400 \ 400	-175	-
ANALISI 2A	-545 \ 520	-175	270,00
ANALISI 3	-925 \ 400	-175	345,00

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare di pannello di spessore 100cm:

TIPO	Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
La1	5 $\phi$ 22 copriferro 10,3 cm	10 $\phi$ 22 copriferro 10,3 cm	2 braccia $\phi$ 12/20

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	9.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.7 cm
Copriferro netto minimo staffe:	8.0 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm <sup>2</sup> ]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	175.00	400.00	175.13	730.70	1.833	90.6	---	---	57.0 (30.0)
2	S	175.00	-925.00	174.83	-1328.74	1.435	12.3	---	---	57.0 (30.0)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	100.0	-0.00021	90.0	-0.02992	10.0
2	0.00350	0.0	0.00066	10.0	-0.02207	90.0

### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm <sup>2</sup> /m]

### VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	345.00	2131.22	954.02	100.0  86.2	2.500	1.012	4.1
2	S	345.00	2102.62	941.22	100.0  85.1	2.500	1.012	4.1

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.23	100.0	0.00	79.0	-208.3	90.0	25.0	2500	19.0	20.0
2	S	3.52	0.0	0.00	29.5	-108.2	10.0	23.5	2349	38.0	8.9

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00119	0.00032	-0.00081	0.84	0.60	0.000625 (0.000625)	1131	0.707 (990.00)	528.79
2	S	-0.00063	0.00026	-0.00042	0.83	0.60	0.000325 (0.000325)	688	0.223 (990.00)	-547.97

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.30	100.0	0.01	0.0	0.6	90.0	0.0	0	0.0	0.0
2	S	3.01	0.0	0.00	30.3	-88.9	10.0	23.2	2324	38.0	8.9

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00000	0.00002	----	----	----	----	----	----	0.00
2	S	-0.00052	0.00023	-0.00035	0.83	0.60	0.000267 (0.000267)	684	0.182 (0.40)	-555.94

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.30	100.0	0.01	0.0	0.6	90.0	0.0	0	0.0	0.0
2	S	2.07	0.0	0.00	38.2	-53.1	10.0	22.3	2227	38.0	8.9

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00000	0.00002	----	----	----	----	----	----	0.00
2	S	-0.00031	0.00016	-0.00021	0.83	0.40	0.000159 (0.000159)	668	0.106 (0.30)	-583.00

Per quanto riguarda il sistema di ritegno provvisorio impiegato, si è utilizzato 1 ordine di puntoni:

QUOTA [m da p.c.]	Dimensioni	Interasse [m]
-1.5 m	φ323,9x10	5,00

Dalle analisi svolte, la massima azione assiale agli SLU per la sezione, vale:

$$N^* = -900 \text{ kN}$$

Con riferimento alle norme vigenti si eseguono le verifiche di stabilità delle membrature della sezione in esame (vedi § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3 del D.M. 17-01-2018).

L'elemento risulta prevalentemente soggetto a sforzo normale; per cui la verifica da eseguire è che  $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$ , con  $N_{Ed}$  sforzo normale di progetto e  $N_{b,Rd}$  la resistenza a instabilità dell'elemento.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{900}{\chi \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{900}{0,343 \cdot 9861 \cdot 323 \cdot 10^{-3}} = 0,822 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

dove

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0,343$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 1,797$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 1,414$$

## 7.6.2 Verifica pannelli TIPO La2

Dalle risultanze ottenute dai modelli di calcolo e riportate ai § precedenti, si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

COMBO	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
ANALISI 1	-40 \ 435	-140	-
ANALISI 2A	-45 \ 570	-140	165,00
ANALISI 3	-30 \ 460	-140	160,00

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare di pannello di spessore 80cm:

TIPO	Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
La2	10 $\phi$ 22 copriferro 10,3 cm	5 $\phi$ 22 copriferro 10,3 cm	2 braccia $\phi$ 12/20

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 9.2 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.7 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 8.0 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm<sup>2</sup>]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	140.00	570.00	139.88	1003.31	1.757	67.9	---	---	57.0 (24.0)
2	S	140.00	-45.00	140.30	-553.79	12.916	9.3	---	---	57.0 (24.0)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	80.0	0.00062	70.0	-0.01667	10.0
2	0.00350	0.0	-0.00025	10.0	-0.02272	70.0

### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]  
 N.Bracci staffe: 2  
 Area staffe/m : 11.3 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm<sup>2</sup>/m]

### VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	165.00	1610.02	720.71	100.0 65.1	2.500	1.012	2.6
2	S	165.00	1637.72	733.11	100.0 66.3	2.500	1.012	2.5

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.70	80.0	0.00	56.2	-166.1	70.0	18.7	1874	38.0	8.9
2	S	0.53	0.0	0.00	46.5	-4.1	10.0	11.3	1125	19.0	20.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00101	0.00043	-0.00067	0.83	0.60	0.000498 (0.000498)	610	0.304 (990.00)	344.84
2	S	-0.00003	0.00004	-0.00002	0.83	0.60	0.000012 (0.000012)	672	0.008 (990.00)	-653.16

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.25	80.0	0.00	56.1	-151.4	70.0	18.7	1868	38.0	8.9
2	S	0.53	0.0	0.00	46.5	-4.1	10.0	11.3	1125	19.0	20.0

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
--------	-----	----	----	----	----	----	------	-----	----	---------

1	S	-0.00092	0.00039	-0.00061	0.83	0.60	0.000454 (0.000454)	609	0.277 (0.40)	346.22
2	S	-0.00003	0.00004	-0.00002	0.83	0.60	0.000012 (0.000012)	672	0.008 (0.40)	-653.16

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.25	80.0	0.00	56.1	-151.4	70.0	18.7	1868	38.0	8.9
2	S	0.53	0.0	0.00	46.5	-4.1	10.0	11.3	1125	19.0	20.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00092	0.00039	-0.00061	0.83	0.40	0.000473 (0.000454)	609	0.288 (0.30)	346.22
2	S	-0.00003	0.00004	-0.00002	0.83	0.40	0.000012 (0.000012)	672	0.008 (0.30)	-653.16



## 8 STAZIONE VIA LARGA: ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI DELLE STRUTTURE DI STAZIONE

### 8.1 MODELLAZIONE DI CALCOLO

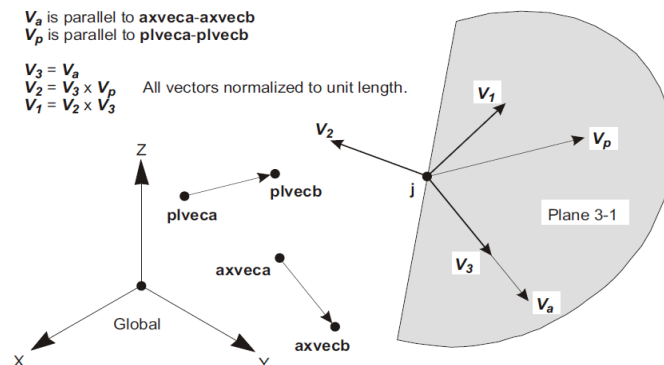
Il calcolo agli elementi finiti del modello è stato effettuato utilizzando il codice SAP 2000 (versione 19.2.2) prodotto dalla "CSI Computer and Structures Inc." – Berkeley (CA) - USA.

Il programma è un solutore agli E.F. (Elementi Finiti) capace di modellare strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare e non lineare.

Sono disponibili i seguenti tipi di oggetto elencati in ordine di dimensione geometrica:

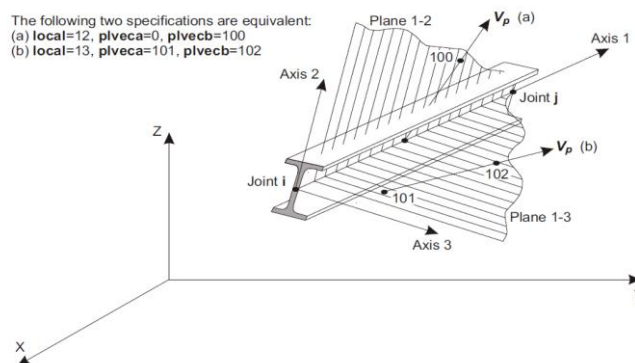
#### "Point":

- comune oggetti: sono automaticamente creati in angoli o estremità di tutti gli altri tipi di oggetti, e possono essere aggiunti in modo esplicito
- collegamento a terra: sono utilizzate per modellare il comportamento di un sostegno speciale ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari
- il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento punto è:

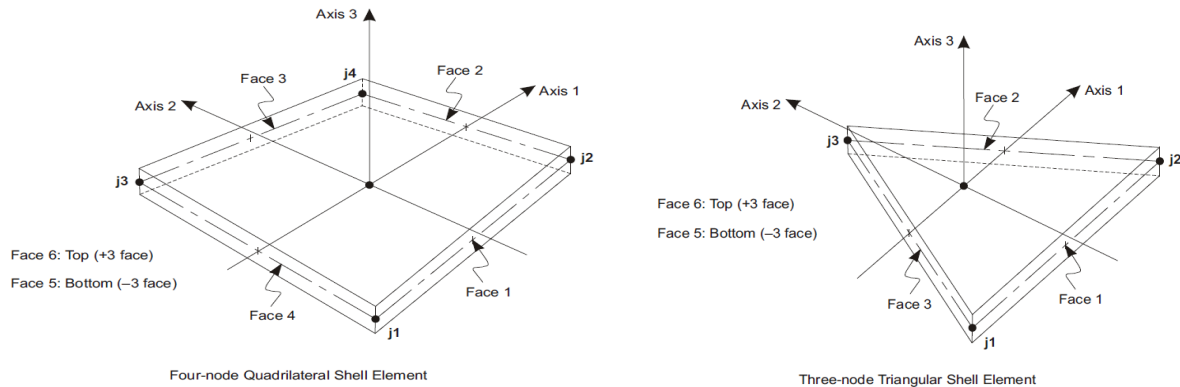


#### "Line":

- frame/cable/tendon: sono utilizzate per modellare le travi, colonne, braces, trusses, cavi e tiranti
- collegamento tra oggetti: sono utilizzate per modellare il comportamento di un membro speciali ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari. A differenza degli oggetti o frame/cable/tendon, questi oggetti possono avere lunghezza zero.
- il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento linea è:



“Area”: vengono utilizzate per modellare le pareti, pavimenti e altri membri dotati di spessore, nonché solidi bidimensionale solids (plane stress, plane strain, and axisymmetric solids). Il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento area è:



Il programma SAP2000 permette di svolgere analisi atte a definire la risposta in conseguenza dell'applicazione di carichi mobili, analisi del dominio di frequenza (sia steady-state che power-spectral-density), del dominio del tempo e analisi di instabilità.

Mediante il programma si possono implementare nel modello di calcolo elementi a comportamento particolare quali:

- non linear link element (gaps, hooks, isolators, dampers, and multi-linear plasticity)
- a multi-linear plastic hinge
- catenary cable element
- non-linear shell element

Il programma SAP2000 permette inoltre di condurre analisi tipo non lineare statica, analisi tipo pushover e analisi non lineari tipo time-history mediante l'utilizzo di analisi modale o integrazione diretta. Il software contempla la presenza di elementi bidimensionali (piani - shell) in grado di rappresentare sia il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), ed elementi tipo trave (beam).

I modelli che schematizzano il comportamento piano della struttura (sezioni trasversali) sono stati sviluppati attraverso elementi finiti asta tipo “beam” collegati tra loro mediante vincoli interni costituiti da:

- completo ripristino delle sollecitazioni in caso di parti gettate in opera;
- cerniere in grado di trasferire azioni taglianti e assiali in caso di solai con orditura principale e secondaria.

I modelli analizzati, schematizzano porzioni di struttura di profondità unitaria.

Nel caso in cui siano presenti nella sezione di calcolo pilastri e\o travi a interasse “*l*” (interasse misurato nella profondità del modello), la dimensione del pilastro/trave nella direzione della profondità del modello viene divisa per il valore di *i*.

Per modellare l'interazione tra la struttura stessa ed il terreno si è fatto ricorso a molle di opportuna rigidità reagenti esclusivamente ad azioni di compressione.

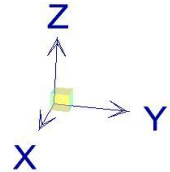
Si assume un comportamento del terreno di fondazione alla Winkler.

Per le costanti di sottofondo del terreno da applicare alle pareti applichiamo forfettariamente ed a favore di sicurezza una costante elastica pari 1/4 della costante di sottofondo verticale. Riassumendo per quando riguarda l'intensità delle molle sui diversi elementi strutturali si adottando cautelativamente i seguenti valori:

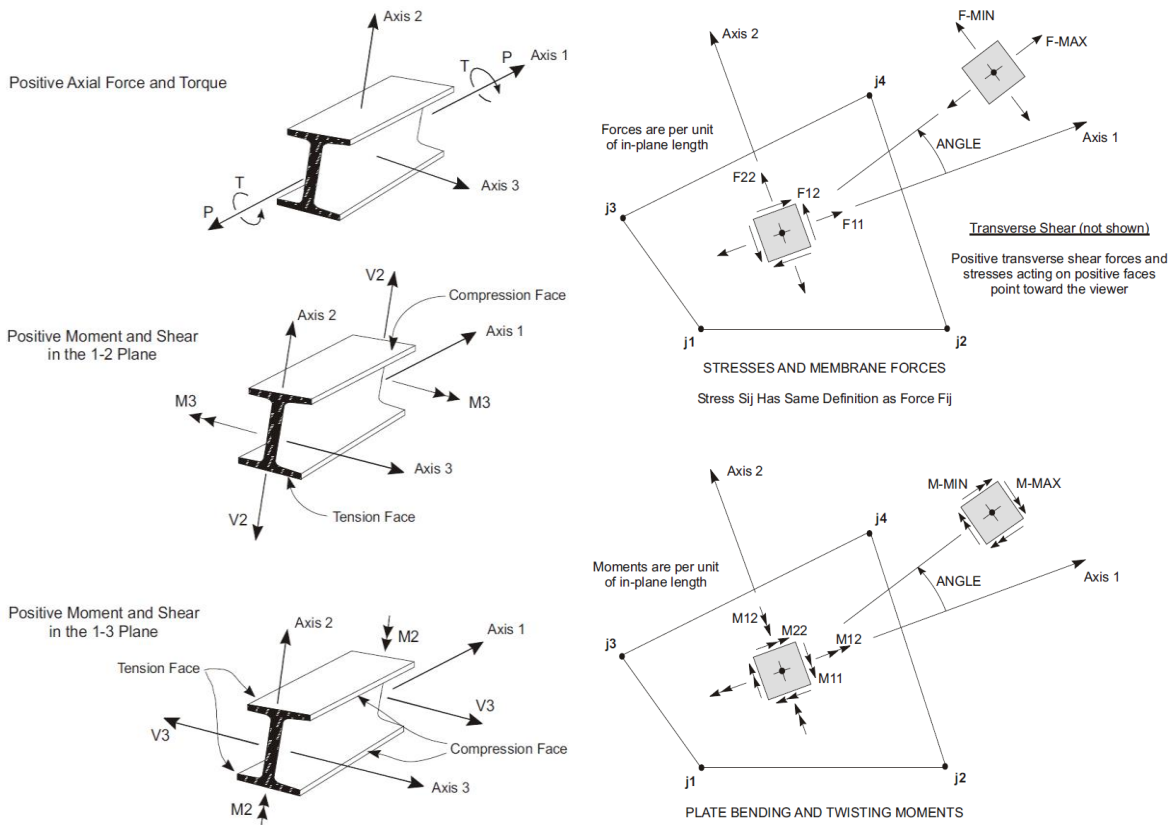
- Pareti:  $k_x = 12500 \text{ kN/m}^3$
- Fondazione:  $k_z = 50000 \text{ kN/m}^3$

La disposizione degli assi segue la "regola della mano destra":

- l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale della galleria;
- l'asse Y è diretto secondo l'asse trasversale della galleria, positivo da sx vs dx;
- l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.



Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo la convenzione riportata nella figura successiva.



## 8.2 METODOLOGIA D'INTERVENTO E FASI OPERATIVE

Per la realizzazione degli scavi si impiegheranno paratie di diaframmi in calcestruzzo contrastate mediante puntoni. In fase definitiva il contrasto delle paratie sarà fornito dai solai in c.a. e dal solettone di fondo. Le strutture interne si completano con il getto delle contropareti in c.a. contro le paratie, previa posa di guaine impermeabilizzanti. Per maggiori dettagli sulle fasi operative considerate si rimanda al § 7.3.

## 8.3 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano i carichi considerati nel dimensionamento degli impalcati e delle strutture interne contro terra. Tutti i carichi verticali indicati non sono fattorizzati. I coefficienti di combinazione sono conformi a quanto stabilito dalle NTC 2018, se non diversamente specificato.

### 8.3.1 Pesi propri e permanenti portati

#### 8.3.1.1 Pesi propri delle strutture

I pesi propri delle strutture vengono determinati sulla base delle masse specifiche assunte per i materiali strutturali pari a  $25 \text{ kN/m}^3$  per i conglomerati cementizi e pari a  $78,50 \text{ kN/m}^3$  per gli acciai.

Il peso proprio della struttura viene calcolato dal programma in automatico in relazione allo spessore delle membrature (vedi tavole di carpenteria).

I pesi propri delle strutture rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{1pz}$** .

#### 8.3.1.2 Ricoprimento solettone di copertura

La stazione risulta aperta pertanto non si considerano azioni agenti in copertura.

I carichi sul solettone di copertura rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{2z}$** .

#### 8.3.1.3 Sovraccarichi permanenti sul solettone di fondo

Sono da considerare due carichi agenti del tipo permanente "non strutturale":

- riempimento con materiale avente peso specifico pari a  $25,00 \text{ kN/m}^3$ , posto tra l'estradosso del solettone di fondo e l'armamento (condizione cautelativa);
- tipo di armamento utilizzato; si considera una distanza tra piano ferro e struttura portante fino a 40 cm, a cui si associa un carico pari a  $5,00 \text{ kN/m}^2$

I sovraccarichi permanenti sul solaio di fondo rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{5z}$** .

#### 8.3.1.4 Sovraccarichi permanenti sugli orizzontamenti intermedi (se presenti)

I carichi permanenti considerati per le diverse tipologie di locali sono riepilogati di seguito:

- solai con finitura 10 cm o pavimenti galleggianti:  $3.0 \text{ kN/m}^2$
- solai con finitura tra 10 cm (escluso) e 20 cm:  $5.0 \text{ kN/m}^2$

I sovraccarichi permanenti sugli orizzontamenti intermedi rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{6z}$** .

### 8.3.2 Spinte delle terre e dell'acqua di falda

#### 8.3.2.1 Spinte delle terre

Congruentemente con quanto sviluppato nel modello di calcolo eseguito col programma d'interazione terreno-struttura "Paratie", l'azione di spinta delle terre viene applicata come forze concentrate in corrispondenza dei solai e/o fodere. Tali valori sono desunti dai modelli di paratie sviluppati per il calcolo delle strutture di sostegno (per maggior dettaglio si rimanda al § 7).

Le spinte delle terre in fase statica con falda di riferimento in condizione M1 rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{3,1}$** ; le spinte delle terre in fase statica con falda di progetto in condizione M1 rientrano nella **Cond. Elementare  $G_{3,2}$** .

### 8.3.2.2 Spinte dell'acqua di falda

Come indicato al § 4.2 si considera assente la falda.

La spinta dell'acqua in condizione di progetto rientra nella **Cond. Elementare G<sub>4</sub>'**.

## 8.3.3 Carichi mobili e altri sovraccarichi variabili antropici

### 8.3.3.1 Carico da traffico stradale

La stazione risulta aperta pertanto non si considerano azioni agenti in copertura.

Il sovraccarico dovuto ai veicoli applicato con un carico distribuito in copertura rientra nella **Cond. Elementare Q<sub>Ci</sub>**.

### 8.3.3.2 Carico da traffico Tramviario

La stazione risulta aperta pertanto non si considerano azioni agenti in copertura.

### 8.3.3.3 Sovraccarichi variabili sugli orizzontamenti intermedi (se presenti) e solettone di fondo

I sovraccarichi variabili per le verifiche globali vengono valutati in funzione dei locali:

<u>Carichi accidentali:</u>	$q_{acc}$	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
- Locali aperti al pubblico	5.0 kN/m <sup>2</sup>	0.70	0.70	0.60
- Locali tecnici non specifici	10.0 kN/m <sup>2</sup>	1.00	0.90	0.80
- Locali UPS/Ventilatori	12.0 kN/m <sup>2</sup>	1.00	0.90	0.80
- Locali UPS/Quadri	15.0 kN/m <sup>2</sup>	1.00	0.90	0.80
- Locali UPS/Batterie	30.0 kN/m <sup>2</sup>	1.00	0.90	0.80
- Locali trasformatori	20.0 kN/m <sup>2</sup>	1.00	0.90	0.80
- SSE (presenza trasformatori)	20.0 kN/m <sup>2</sup>	1.00	0.90	0.80
- SSE (locale consegna ENEL)	38.0 kN/m <sup>2</sup>	1.00	0.90	0.80

Sul solaio di fondo è da considerare il carico variabile che simula il passaggio dei convogli ferroviari.

Con riferimento alle norme vigenti (vedi § 5.2.2.3 del D.M. 17-01-2018), detta  $L_d$  la larghezza di diffusione del carico trasversale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di fondo, a favore di sicurezza, si considera la diffusione a 45° all'interno della soletta, trascurando la possibile diffusione nel materiale di riempimento; considerando che la larghezza della traversina è pari a 2,3 m, si ottiene:

$$L_d = 2,90 \text{ m}$$

Si considera a favore di sicurezza un incremento dinamico per linee con ridotto standard manutentivo.

$L\phi$  = lunghezza caratteristica in metri, valutata come:

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

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

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

$$L\phi = k \cdot L_m$$

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

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

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

In questa situazione il coefficiente  $\phi$  va ridotto di 0,9.

Nel caso di luce singola si considera la situazione di trave continua a tre luci.

Ne deriva che  $k=1,3$ .

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

$$\Phi_{rid} = \Phi - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0$$

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

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

Da cui:

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

### Treno LM71

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

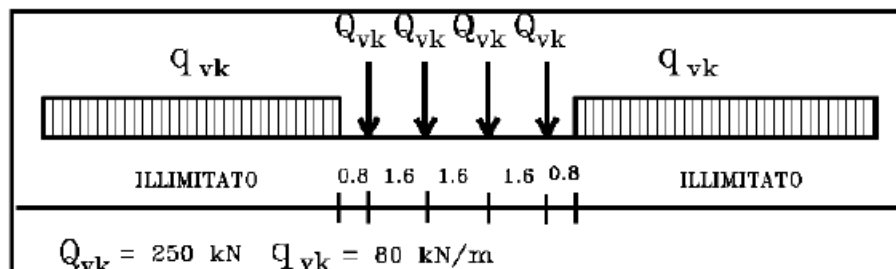


Figura 28: Treno di carico LM71

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

Modello di carico	Coefficiente “ $\alpha$ ”	
	Ponti cat. “A”	Ponti cat. “B”
LM71	1,1	0,83
SW/0	1,1	0,83
SW/2	1,0	0,83

**Tabella 7 – Coefficiente di adattamento “ $\alpha$ ” in funzione del modello e della categoria del ponte (p.to 1.4.1.1 delle Istruzioni FF.SS. n° IG.ST/970012/F)**

Per l'opera in esame si considera la colonna relativa ai ponti di categoria “A”.

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

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

avremo quindi

- in corrispondenza dei quattro assi da 250kN

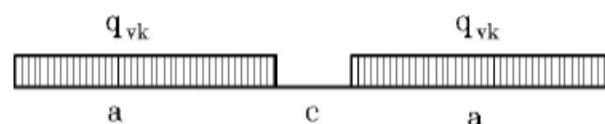
$$q_1 = q_{\text{equi}} * \alpha * \phi_3 / L_d = 156,25 * 1,1 * 1,35 / 2,90 = \mathbf{80,01 \text{ kN/m}^2}$$

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

$$q_2 = q * \alpha * \phi_3 / L_d = 80 * 1,1 * 1,35 / 2,90 = \mathbf{40,67 \text{ kN/m}^2}$$

### Treno SW

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito:



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

**Figura 29: Treno di carico SW**

- in corrispondenza del carico  $q=150\text{kN/m}$

$$q_3 = q * \alpha * \phi_3 / L_d = 150 * 1,1 * 1,35 / 2,90 = \mathbf{76,81 \text{ kN/m}^2}$$

A favore di sicurezza sarà quindi considerato applicato sul solettone di fondo un carico accidentale pari a  $q_3$ .

I sovraccarichi variabili sugli orizzontamenti intermedi rientrano nelle **Cond. Elementari  $Q_{Viz}$** .

### 8.3.4 Azioni sismiche

Operando secondo il D.M. 17-01-2018, la combinazione sismica di progetto agli Stati Limite, ultimi e di esercizio, da adottare per le verifiche è la seguente:

$$E_d = G_1 \text{ "+" } G_2 \text{ "+" } P \text{ "+" } E \text{ "+" } \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- "+" indica la combinazione degli effetti;
- $G_1$  peso proprio di tutti gli elementi strutturali, peso proprio del terreno, forze risultanti dalla pressione dell'acqua;
- $G_2$  peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $P$  è il valore delle azioni di pretensione e precompressione;
- $E$  è il valore di progetto dell'azione sismica per il periodo di ritorno di riferimento;
- $\psi_{2j}$  coefficienti che forniscono i valori quasi permanenti delle azioni variabili;
- $Q_{kj}$  valore caratteristico dell'azione variabile j-esima.

Gli effetti dell'azione sismica devono essere valutati considerando le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 \text{ "+" } G_2 \text{ "+" } \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

La componente sismica  $E$  si traduce pertanto nella seguente espressione:

$$E = K_x [ G_1 \text{ "+" } G_2 \text{ "+" } \sum \psi_{2j} Q_{kj} ] \quad \text{dove} \rightarrow \quad K_x = 0,343$$

Gli elementi strutturali dimensionati per la verifica sismica allo *Stato Limite Ultimo* (SLU) attraverso un'analisi lineare elastica dissipativa (prevedendo un fattore di struttura  $q > 1$ ) devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi di armatura relativi alla classe di duttilità CD "B", secondo il criterio di gerarchia delle resistenze; invece per gli elementi strutturali dimensionati per lo *Stato Limite Esercizio* (SLE) o per lo SLU mediante un'analisi lineare elastica non dissipativa ( $q=1$ ), i criteri di gerarchia delle resistenze e di duttilità perdono di rilevanza.

Nella fattispecie, in base alle ipotesi di calcolo adottate, in cui si considera il periodo proprio della struttura  $T=0$  e sostanzialmente  $q=1$ , le strutture saranno dimensionate secondo un'analisi lineare elastica non dissipativa.

La condizione di forze inerziali rientra nella **Cond. Elementare E3 \ E4**.

Oltre alle componenti sismiche dei carichi verticali sopra discusse ci sono le spinte del terreno in condizioni sismiche, le quali possono assumere differenti espressioni a seconda del tipo di opera che si intende realizzare.

Congruentemente con quanto sviluppato nel modello di calcolo eseguito col programma di interazione terreno-struttura "Paratie", l'azione di spinta delle terre viene applicata come forze concentrate in corrispondenza dei solai e/o fodere.



Tali valori sono desunti dai modelli di paratie sviluppati per il calcolo delle strutture di sostegno (per maggior dettaglio si rimanda alla relazione di calcolo dedicata).

La condizione d'incremento di spinta sismica del terreno rientra nella **Cond. Elementare E1 \ E2**.

## 8.4 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

### 8.4.1 Riepilogo delle Condizioni Elementari di carico (CCE)

Cond.	Descrizione
<b>G<sub>1pz</sub></b>	Pesi propri delle strutture
<b>G<sub>2z</sub></b>	Ricoprimento sulla copertura
<b>G<sub>5z</sub></b>	Sovraccarichi permanenti sul solaio di fondo
<b>G<sub>6z</sub></b>	Sovraccarichi permanenti sugli orizzontamenti intermedi
<b>G<sub>3_1</sub></b>	Spinta statica delle terre (dedotta dal modello paratie)
<b>G<sub>4'</sub></b>	Spinta dell'acqua di falda di riferimento
<b>G<sub>4''</sub></b>	Spinta dell'acqua di falda di progetto
<b>QC1</b>	Carico distribuito accidentale in copertura – centrale
<b>QC2</b>	Carico distribuito accidentale in copertura – laterale
<b>QV1C</b>	Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – mezzanino centrale
<b>QV1L</b>	Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – mezzanino laterale
<b>QV2C</b>	Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – banchine centrale
<b>QV2L</b>	Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – banchine laterale
<b>QV3C</b>	Sovraccarichi variabili sugli orizz. intermedi – solaio di fondo centrale
<b>QV3L</b>	Sovraccarichi variabili sugli orizz. intermedi – solaio di fondo laterale
<b>Q6</b>	Sovraccarico variabile dovuto alla neve
<b>E1</b>	Azioni sismiche sul terreno (verso positivo)
<b>E2</b>	Azioni sismiche sul terreno (verso negativo)
<b>E3</b>	Azioni sismiche sulle strutture interne (verso positivo)
<b>E4</b>	Azioni sismiche sulle strutture interne (verso negativo)

### 8.4.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono definite in accordo alle D.M. 17/01/2018 (NTC2018), con riferimento allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Esercizio (SLE), in accordo a quanto previsto nel § 6.1.

Per un maggior dettaglio sulle combinazioni di carico considerate nel dimensionamento delle strutture interne si rimanda all'**ALLEGATO A – Combinazioni di carico nel dimensionamento delle strutture interne**

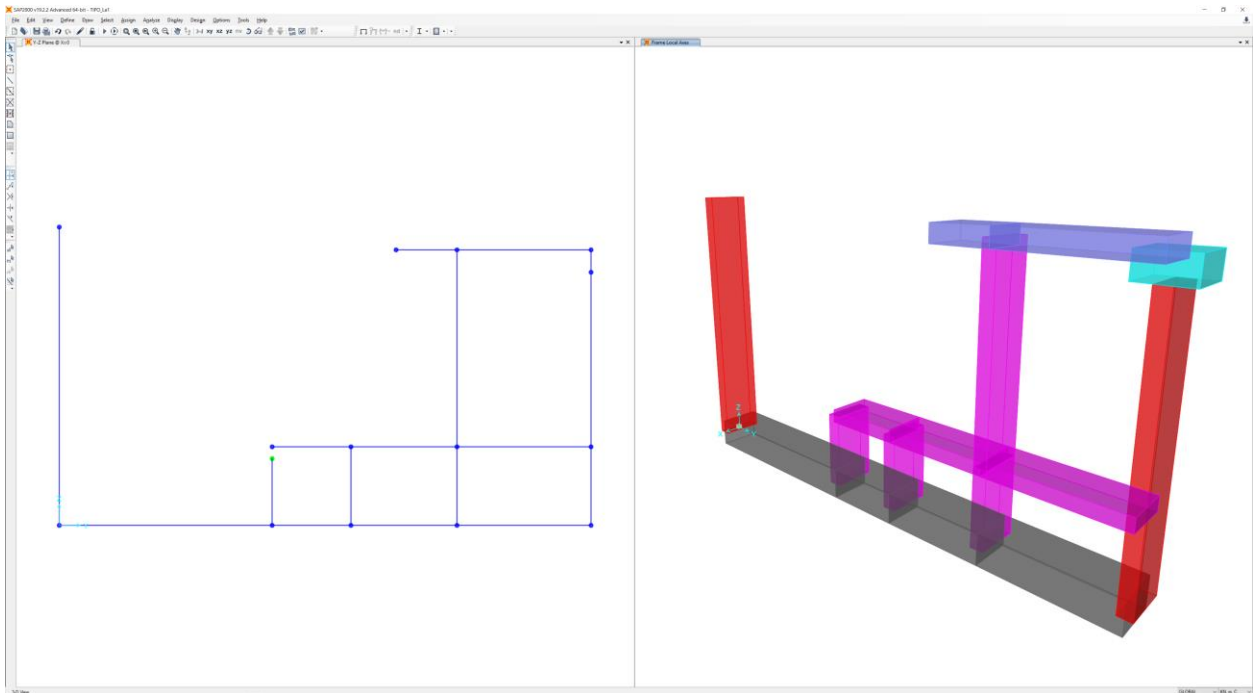
### 8.4.3 Sollecitazioni ottenute dai diversi modelli di calcolo considerati

#### 8.4.3.1 Modello 1: sollecitazioni strutture sezione TIPO La1

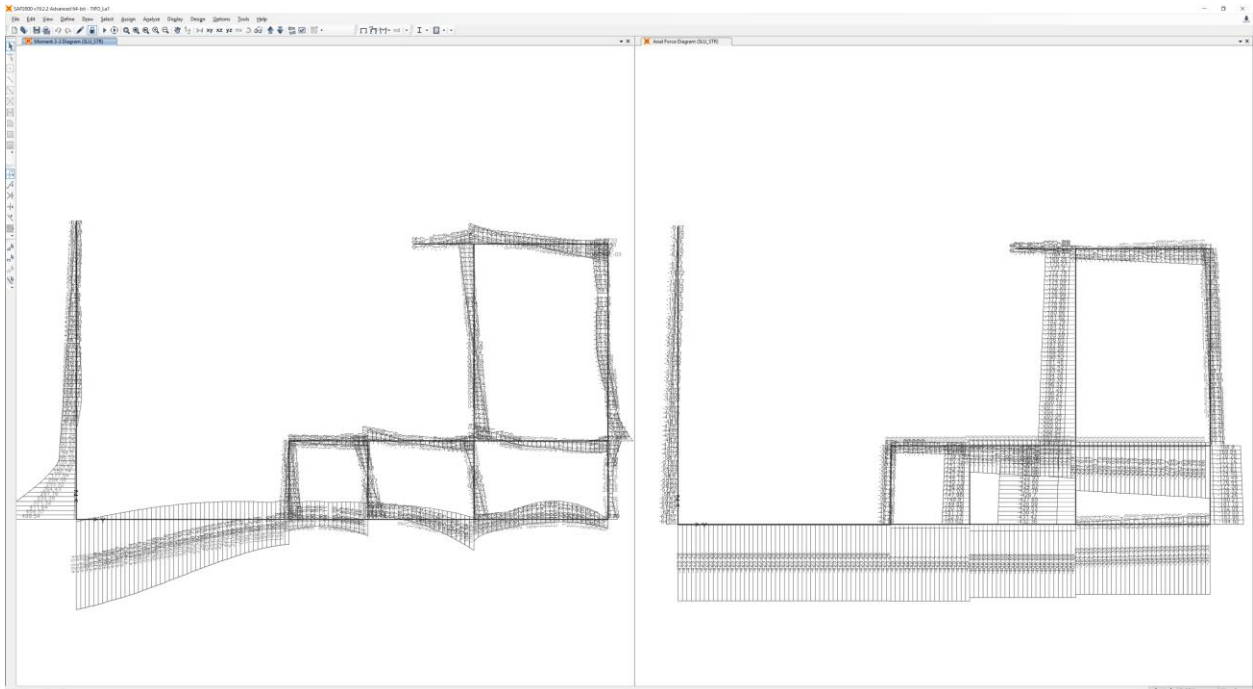
Il modello 1 riguarda il dimensionamento delle strutture interne della sezione TIPO La1.

Il modello di calcolo assunto è quello di un telaio avente le caratteristiche descritte al § 8.1 soggetto ai carichi descritti al § 8.3. La luce interna della sezione è pari a 12m.

Si riporta di seguito l'immagine del modello considerato:



Si riporta di seguito, in forma qualitativa, l'andamento dell'involuppo SLU delle sollecitazioni flettenti (sx) e delle azioni assiali (dx):



Si riportano nel seguito in forma tabellare le massime sollecitazioni per ciascun elemento; vengono indicate solo le combinazioni dimensionanti agli SLE e agli SLU (la combinazione sismica non risulta dimensionante per nessun elemento).

ELEMENTO	DIMENSIONE [cm]	COMBINAZIONE	Md [kNm/m]	Td [kN/m]	Nd [kN/m]
Fondo	70	SLU	-100 \ +500	100	-
Banchine	30	SLU	-160 \ +180	170	-
Contropareti	30*	SLU	-30 \ +250	250	-50
Copertura	40	SLU	-100 \ +100	100	-
Fondo	70	SLE_QP	-65 \ +90	-	-
Banchine	30	SLE_QP	-70 \ +80	-	-
Contropareti	30*	SLE_QP	0 \ +80	-	-50
Copertura	40	SLE_QP	-40 \ +15	-	-

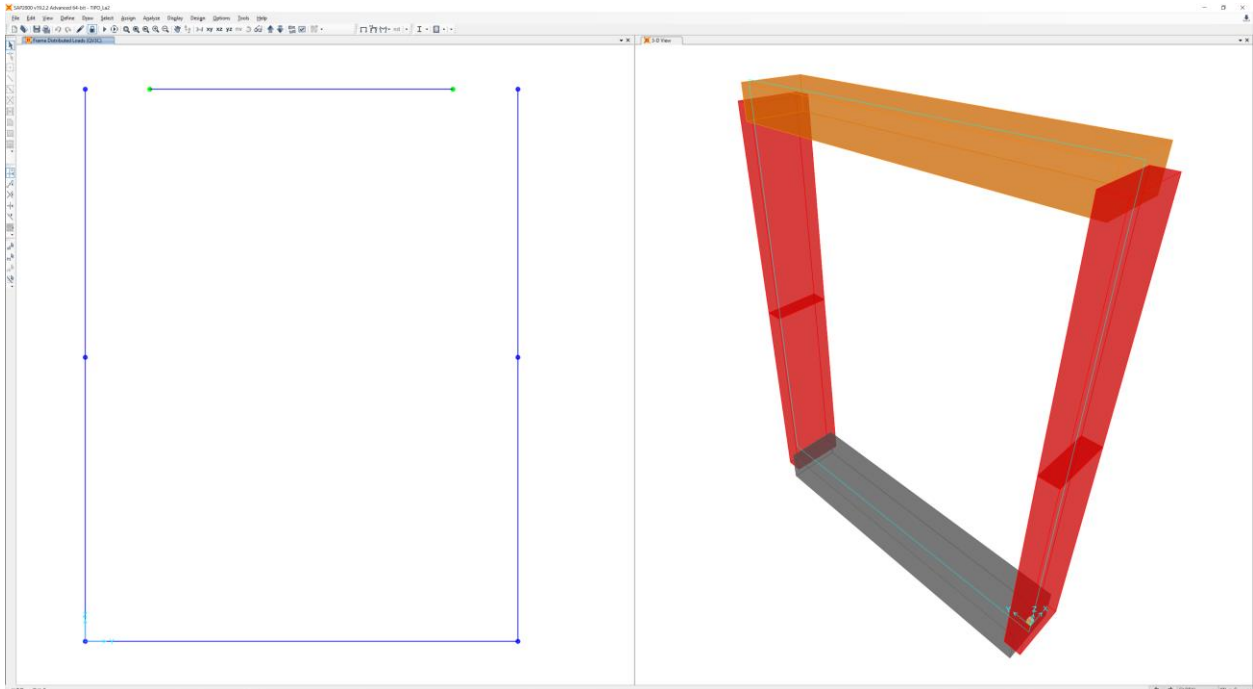
\* è lo spessore efficace considerato

#### 8.4.3.2 Modello 2: sollecitazioni strutture sezione TIPO La2

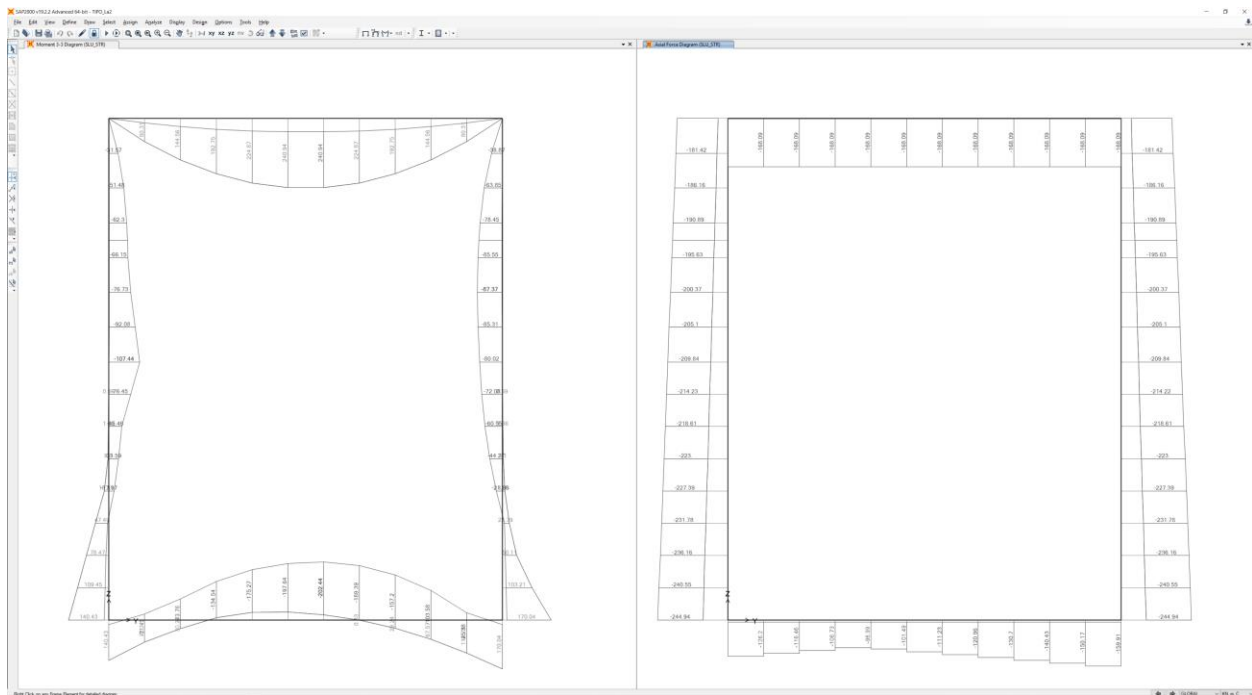
Il modello 2 riguarda il dimensionamento delle strutture interne della sezione TIPO La2.

Il modello di calcolo assunto è quello di un telaio avente le caratteristiche descritte al § 8.1 soggetto ai carichi descritti al § 8.3. La luce interna della sezione è pari a 5,70m.

Si riporta di seguito l'immagine del modello considerato:



Si riporta di seguito, in forma qualitativa, l'andamento dell'involuppo SLU delle sollecitazioni flettenti (sx) e delle azioni assiali (dx):



Si riportano nel seguito in forma tabellare le massime sollecitazioni per ciascun elemento; vengono indicate solo le combinazioni dimensionanti agli SLE e agli SLU (la combinazione sismica non risulta dimensionante per nessun elemento).

ELEMENTO	DIMENSIONE [cm]	COMBINAZIONE	Md [kNm/m]	Td [kN/m]	Nd [kN/m]
Fondo	70	SLU	-200 \ +170	220	-
Contropareti	30*	SLU	-100 \ +140	120	-30
Fondo	70	SLE_QP	-115 \ +20	-	-
Contropareti	30*	SLE_QP	-30 \ +40	-	-30

\* è lo spessore efficace considerato

## 8.5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

### 8.5.1.1 Modello 1: verifica strutture sezione TIPO La1

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare:

ID	Armatura lato scavo o inferiori	Armatura lato terra o superiori	Staffe
fondo	φ 18/20 (*) copriferro 7 cm	φ 18/10 (*) copriferro 7 cm	braccia φ 12/20x40
banchine	φ 18/20 (*) copriferro 7 cm	φ 18/10 (*) copriferro 7 cm	non necessarie
contropar.	φ 16/20 copriferro 7 cm	φ 20/10 copriferro 7 cm	braccia φ 12/20x40
copertura	φ 16/20 (*) copriferro 7 cm	φ 16/10 (*) copriferro 7 cm	non necessarie

\* i ferri seguono l'andamento del momento, pertanto in prossimità delle estremità o dei setti interni il passo di progetto indicato si inverte tra superiore e inferiore

## SOLETTA DI FONDO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.1	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.8	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.9	cm

## VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	500.00	-0.06	599.37	1.199	63.1	0.11	0.70	38.2 (11.0)
2	S	0.00	-100.00	-0.01	-317.92	3.179	5.8	0.09	0.70	38.2 (11.0)

## DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	70.0	-0.00006	63.0	-0.02853	7.0
2	0.00350	0.0	-0.00070	7.0	-0.03432	63.0

## ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 22.6 cm]
N.Bracci staffe:	3		
Area staffe/m :	17.0	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm <sup>2</sup> /m]

## VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	S	100.00	317.53	1772.37	940.97	100.0  63.0	2.500	1.000	1.8
2	S	100.00	317.53	1772.37	940.97	100.0  63.0	2.500	1.000	1.8

## COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.59	70.0	0.00	52.5	-62.0	63.0	17.5	1749	25.4	9.6
2	S	1.43	0.0	0.00	12.4	-87.7	7.0	17.5	1750	12.7	21.5

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00036	0.00012	-0.00024	0.83	0.40	0.000186 (0.000186)	558	0.104 (0.30)	290.91
2	S	-0.00050	0.00011	-0.00035	0.85	0.40	0.000263 (0.000263)	921	0.242 (0.30)	-279.41

### BANCHINE

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.1	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.8	cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.1	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	180.00	-0.11	201.08	1.117	23.1	0.30	0.81	38.2 (4.0)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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

Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	30.0	-0.00006	23.0	-0.00819	7.0

#### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 d Altezza utile sezione [cm]  
 bw Larghezza minima sezione [cm]  
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	170.00	200.48	23.0	100.0	0.0166	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	7.74	30.0	0.00	20.4	-161.8	23.0	6.8	680	25.4	9.6

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
 e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e3 Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo  
 K2 =  $(e1 + e3)/(2 \cdot e3)$  secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC  
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
 e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
 srm Distanza massima in mm tra le fessure  
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00123	0.00058	-0.00082	0.83	0.40	0.000612 (0.000485)	344	0.210 (0.30)	54.09

#### FODERE

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.9 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm

Copriferro netto minimo staffe: 4.7 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	50.00	250.00	50.25	284.76	1.139	20.7	0.40	0.95	38.0 (4.0)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	30.0	0.00086	23.0	-0.00516	7.0

### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 15.1 cm]  
 N.Bracci staffe: 2  
 Area staffe/m : 15.1 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm<sup>2</sup>/m]

### VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
 Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]  
 bw|d Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Altezza utile sezione  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Ast
1	S	250.00	205.96	653.01	305.36	100.0 23.0	2.500	1.009	12.3

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)



Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)  
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	7.00	30.0	0.00	18.4	-104.0	23.0	6.2	615	38.0	9.6

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
 e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e3 Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo  
 K2 =  $(e1 + e3)/(2 \cdot e3)$  secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC  
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
 e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
 srm Distanza massima in mm tra le fessure  
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00084	0.00052	-0.00056	0.83	0.40	0.000386 (0.000312)	301	0.116 (0.30)	58.99

### COPERTURA

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.0 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 5.0 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	100.00	0.21	244.47	2.445	33.9	0.18	0.70	30.2 (5.8)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	-0.00053	33.0	-0.01549	7.0

### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	100.00	216.99	33.0	100.0	0.0091	0.00

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.28	40.0	0.00	29.0	-68.5	33.0	9.7	967	20.1	9.6

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	$= (e1 + e3)/(2 \cdot e3)$ secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00045	0.00017	-0.00030	0.83	0.40	0.000206 (0.000206)	429	0.088 (0.30)	94.02

### 8.5.1.2 Modello 2: verifica strutture sezione TIPO La2

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare:

ID	Armatura lato scavo o inferiori	Armatura lato terra o superiori	Staffe
fondo	$\phi$ 18/20 copriferro 7 cm	$\phi$ 18/10 copriferro 7 cm	non necessarie
contropar.	$\phi$ 16/20 (*) copriferro 7 cm	$\phi$ 16/10 (*) copriferro 7 cm	non necessarie

\* i ferri seguono l'andamento del momento, pertanto in prossimità delle estremità o dei setti interni il passo di progetto indicato si inverte tra superiore e inferiore

## SOLETTA DI FONDO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.1	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.8	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.9	cm

## VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	170.00	0.19	268.19	1.578	54.2	0.11	0.70	38.2 (9.2)
2	S	0.00	-200.00	-0.24	-499.75	2.499	6.9	0.13	0.70	38.2 (9.2)

## DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	60.0	-0.00070	53.0	-0.02832	7.0
2	0.00350	0.0	-0.00006	7.0	-0.02345	53.0

## VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	220.00	292.17	53.0	100.0	0.0072	0.00
2	S	220.00	292.17	53.0	100.0	0.0072	0.00

## COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre

Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.58	60.0	0.00	48.7	-32.4	53.0	16.2	1625	12.7	21.5
2	S	2.70	0.0	0.00	15.8	-95.1	7.0	14.7	1473	25.4	9.6

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
 e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e3 Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo  
 K2 =  $(e1 + e3)/(2 \cdot e3)$  secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC  
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
 e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
 srm Distanza massima in mm tra le fessure  
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00019	0.00004	-0.00013	0.83	0.40	0.000097 (0.000097)	859	0.083 (0.30)	206.79
2	S	-0.00056	0.00020	-0.00038	0.83	0.40	0.000285 (0.000285)	503	0.143 (0.30)	-216.21

### FODERE

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.0 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 6.2 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	30.00	140.00	30.06	168.48	1.203	23.8	0.27	0.78	30.2 (4.0)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	30.0	-0.00046	23.0	-0.00950	7.0

### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	120.00	188.79	23.0	100.0	0.0131	0.01

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.27	30.0	0.00	20.6	-92.8	23.0	6.9	687	20.1	9.6

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= $(e1 + e3)/(2 \cdot e3)$ secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00070	0.00032	-0.00047	0.83	0.40	0.000278 (0.000278)	366	0.102 (0.30)	54.16

## 9 ANALISI E VERIFICHE IMPALCATO PONTE VIA LARGA (SEZIONE TIPO LA2)

### 9.1 MODELLAZIONE DI CALCOLO

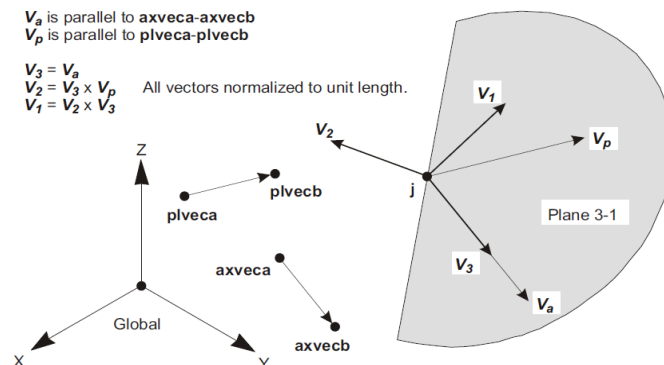
Il calcolo agli elementi finiti del modello è stato effettuato utilizzando il codice CSIBridge (versione 21.0.2) prodotto dalla "CSI Computer and Structures Inc." – Berkeley (CA) - USA.

Il programma è un solutore agli E.F. (Elementi Finiti) capace di modellare strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare e non lineare.

Sono disponibili i seguenti tipi di oggetto elencati in ordine di dimensione geometrica:

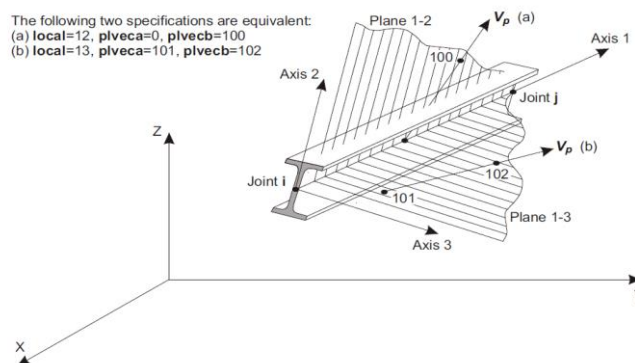
#### "Point":

- comune oggetti: sono automaticamente creati in angoli o estremità di tutti gli altri tipi di oggetti, e possono essere aggiunti in modo esplicito
- collegamento a terra: sono utilizzate per modellare il comportamento di un sostegno speciale ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari
- il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento punto è:

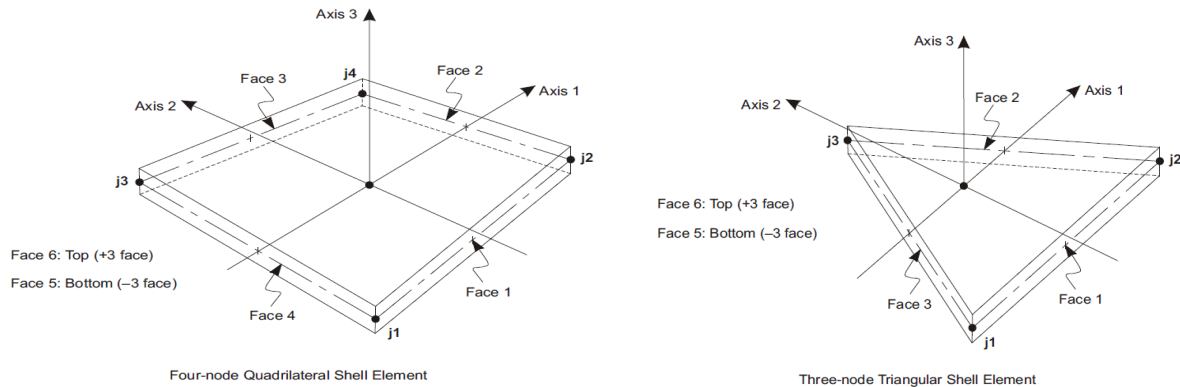


#### "Line":

- frame/cable/tendon: sono utilizzate per modellare le travi, colonne, braces, trusses, cavi e tiranti
- collegamento tra oggetti: sono utilizzate per modellare il comportamento di un membro speciali ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari. A differenza degli oggetti o frame/cable/tendon, questi oggetti possono avere lunghezza zero.
- il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento linea è:



“Area”: vengono utilizzate per modellare le pareti, pavimenti e altri membri dotati di spessore, nonché solidi bidimensionale solids (plane stress, plane strain, and axisymmetric solids). Il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento area è:



Il programma permette di svolgere analisi atte a definire la risposta in conseguenza dell'applicazione di carichi mobili, analisi del dominio di frequenza (sia steady-state che power-spectral-density), del dominio del tempo e analisi di instabilità.

Mediante il programma si possono implementare nel modello di calcolo elementi a comportamento particolare quali:

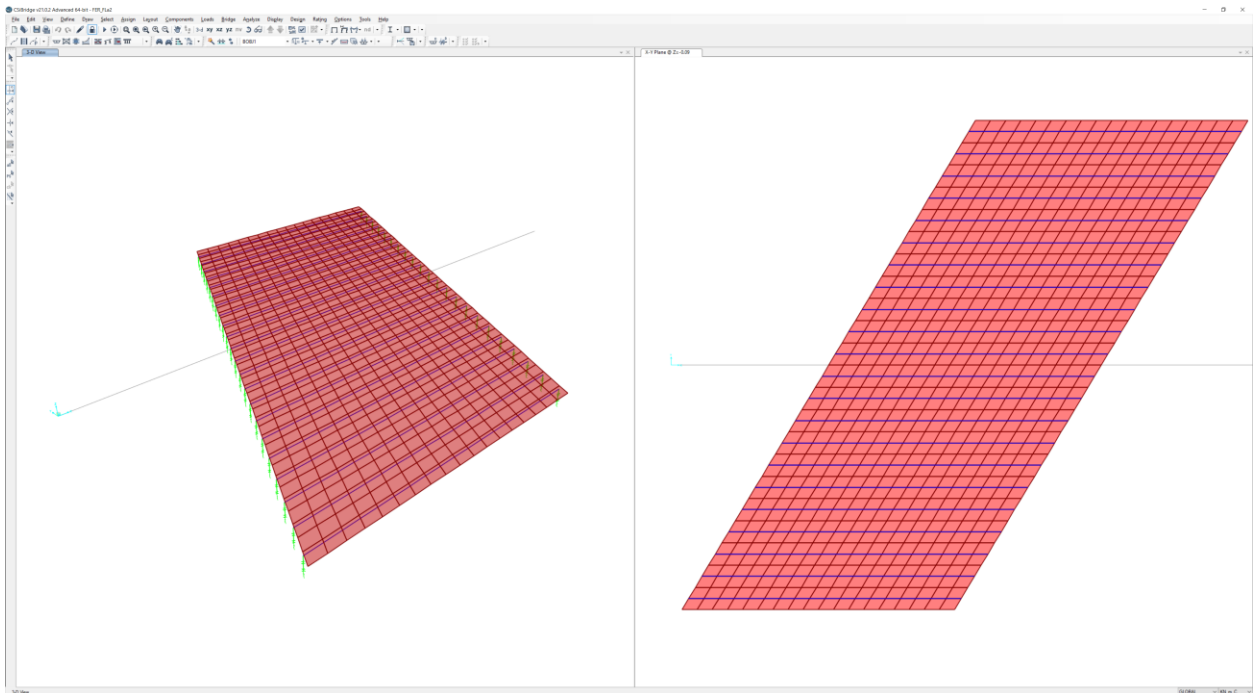
- non linear link element (gaps, hooks, isolators, dampers, and multi-linear plasticity)
- a multi-linear plastic hinge
- catenary cable element
- non-linear shell element

Il programma permette inoltre di condurre analisi tipo non lineare statica, analisi tipo pushover e analisi non lineari tipo time-history mediante l'utilizzo di analisi modale o integrazione diretta. Il software contempla la presenza di elementi bidimensionali (piani - shell) in grado di rappresentare sia il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), ed elementi tipo trave (beam).

Al fine di valutare correttamente la distribuzione delle sollecitazioni in impalcato, è stato realizzato un modello di calcolo che tiene conto delle effettive geometrie in gioco (es. obliquità, estensione, ...).

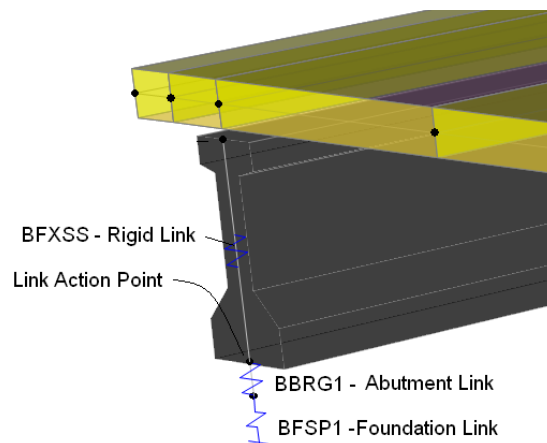
Si è quindi realizzato un modello agli Elementi Finiti tramite, in cui sono modellati gli elementi geometrici presenti:

- le solette sono modellate con elementi "shell thick-plate" di opportuno spessore;
- le travi in c.a.p. sono modellate con elementi "beam" di opportune dimensioni, tenendo conto della variazione di sezione lungo impalcato;
- la continuità strutturale e la posizione relativa dei diversi elementi è definita tramite elementi link o tramite "joint constraints";
- gli appoggi e/o connessioni con impalcato sono modellati con elementi "linear link".



Lo schema statico adottato per l'impalcato è cautelativamente di trave in semplice appoggio.

Le analisi condotte sono di tipo elastico lineare; per modellare in maniera corretta la posizione relativa tra "impalcato – sottostruttura" il programma crea in automatico elementi rigidi:



**Figura 30: Schematizzazione connessione "impalcato – pulvino – sottostruttura"**

Gli impalcato in progetto sono stati modellati con elementi di tipo "shell" di opportuna rigidità, definiti tramite il modulo dedicato di BRIDGE:



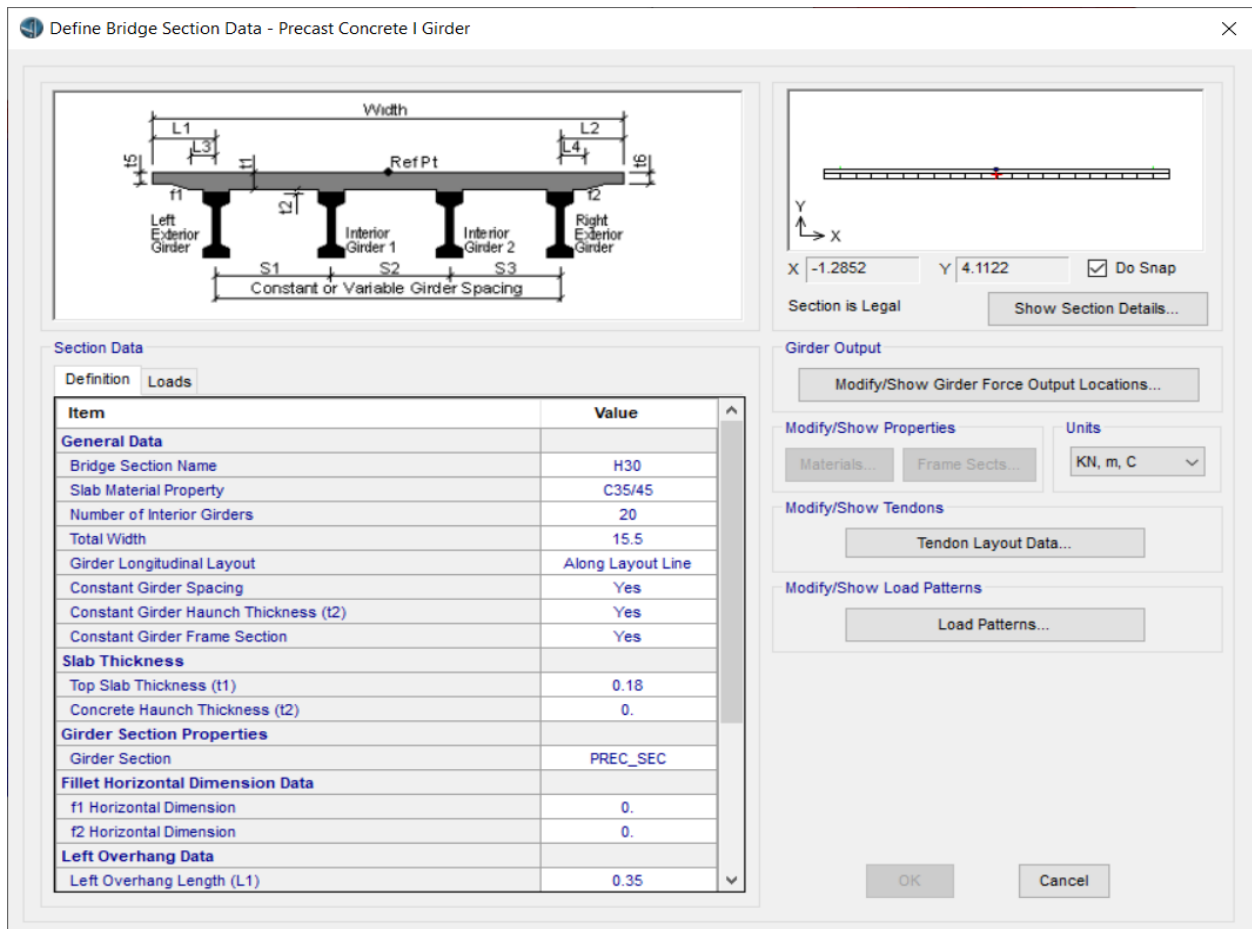


Figura 31: Sezione di campata centrale generata in automatico dal programma

Di seguito si riportano le caratteristiche geometrico-meccaniche di tutti gli elementi implementati nel modello:

TABLE: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties								
Material	UnitWeight	UnitMass	Fc	Fy	E1	G12	U12	A1
Text	KN/m3	KN-s2/m4	Mpa	Mpa	KN/m2	KN/m2	Unitless	1/C
C35/45	25	2.549	35		34077000	14198750	0.2	0.00001
C45/55	25	2.549	45		36000000	15000000	0.2	0.00001

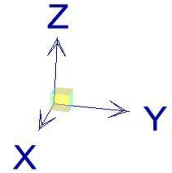
TABLE: Area Section Properties							
Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	Yes/No	m	m
sp.18	C35/45	0	Shell	Shell-Thin	Yes	0.18	0.18

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
SectionName	Material	Shape	t3	t2	Area	TorsConst	I33	I22
Text	Text	Text	m	m	m2	m4	m4	m4
PREC_SEC	C45/55	PC Conc I Girder	0.3	0.7	0.2091	0.004601	0.001557	0.008471

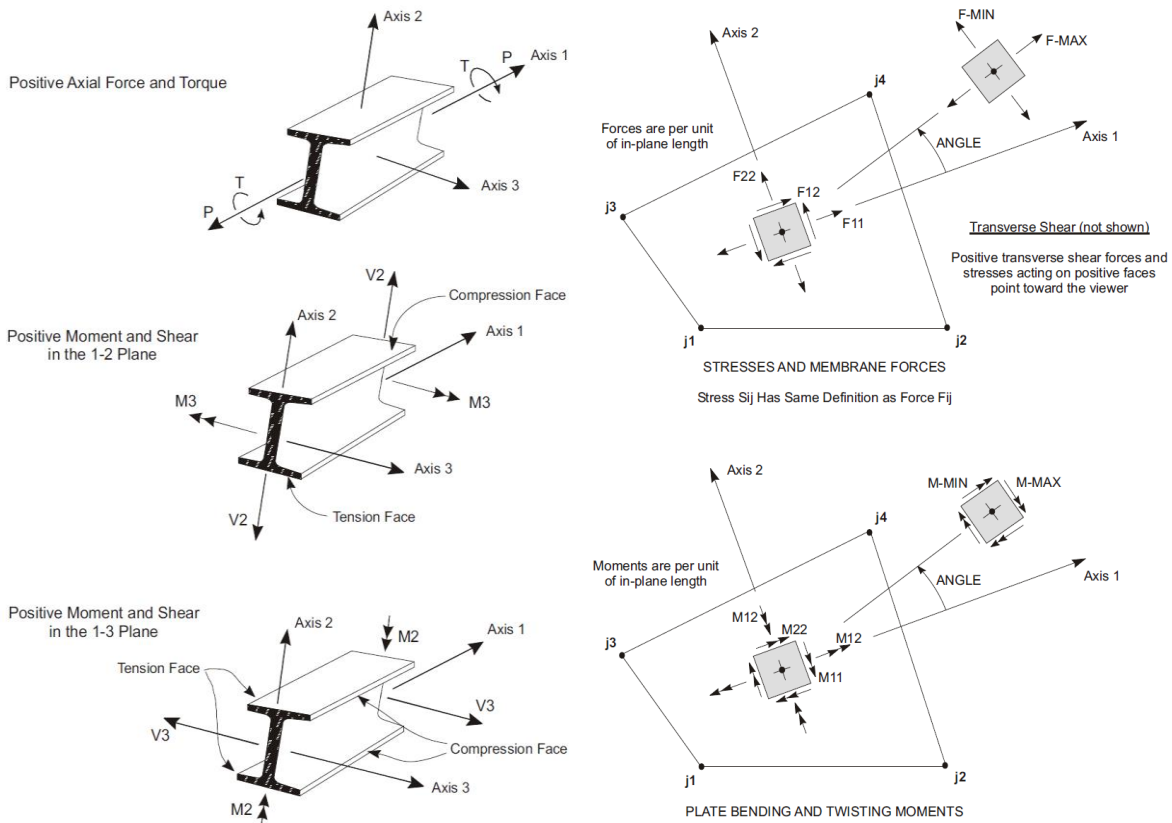
TABLE: Link Property Definitions 02 - Linear							
Link	DOF	Fixed	TransKE	RotKE	TransCE	RotCE	DJ
Text	Text	Yes/No	KN/m	KN-m/rad	KN-s/m	KN-m-s/rad	m
B_E-1	U1	No	450000		0		
B_E-1	U2	No	1170		0		0
B_E-1	U3	No	1170		0		0

La disposizione degli assi segue la “regola della mano destra”:

- l’asse X è diretto secondo l’asse longitudinale della galleria;
- l’asse Y è diretto secondo l’asse trasversale della galleria, positivo da sx vs dx;
- l’asse Z è diretto verso l’alto, positivo verso l’alto.



Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo la convenzione riportata nella figura successiva.



## 9.2 METODOLOGIA D'INTERVENTO E FASI OPERATIVE

Per la realizzazione degli scavi si impiegheranno paratie di diaframmi in calcestruzzo contrastate mediante puntoni. In fase definitiva il contrasto delle paratie sarà fornito dai solai in c.a. e dal solettone di fondo. Le strutture interne si completano con il getto delle contropareti in c.a. contro le paratie, previa posa di guaine impermeabilizzanti. Per maggiori dettagli sulle fasi operative considerate si rimanda al § 7.3.

## 9.3 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano i carichi considerati nel dimensionamento degli impalcati e delle strutture interne contro terra. Tutti i carichi verticali indicati non sono fattorizzati. I coefficienti di combinazione sono conformi a quanto stabilito dalle NTC 2018, se non diversamente specificato.

### 9.3.1 Pesi propri e permanenti portati

#### 9.3.1.1 Pesi propri delle strutture (g1k)

I pesi propri delle strutture vengono determinati sulla base delle masse specifiche assunte per i materiali strutturali pari a 25 kN/m<sup>3</sup> per i conglomerati cementizi e pari a 78,50 kN/m<sup>3</sup> per gli acciai.

Il peso proprio della struttura viene calcolato dal programma in automatico in relazione allo spessore delle membrature (vedi tavole di carpenteria).

#### 9.3.1.2 Permanenti non strutturali in copertura (g2k)

Riguarda l'azione dei carichi permanenti verticali sulla struttura, nello specifico fondazione stradale si assumono i seguenti pesi specifici:

- Peso proprio carichi permanenti non strutturali su impalcato: 22kN/m<sup>3</sup>
- Peso proprio eventuale massetto di pendenza su impalcato: 16kN/m<sup>3</sup>

Pertanto il carico trasmesso alla soletta d'impalcato risulta essere definito come:

- pavimentazione stradale = 22 x 0.13 = 3 kPa
- massetto delle pendenze (min) = 16 x 0 = 0 kPa
- massetto delle pendenze (max) = 16 x 0 = 0 kPa
- Cordoli = 25,00 x 0,23 = 5,75 kPa
- Impianti = = 4 kPa

Si considerano inoltre i seguenti carichi portati:

- Barriere di sicurezza laterale = 25,00 x 0,25 x 1 = 6,25 kN/m
- mancorrente = = 0,74 kN/m

### 9.3.2 Ritiro e Viscosità (qsh,k)

Secondo le indicazioni di UNI EN 1992-1-1:2005 (vedi § 3.1.4, 7.4.3 e APPENDICE B) i valori del ritiro da considerare per struttura (di nuova realizzazione) in esame sono i seguenti:

$A_c =$	<b>129600</b>	mm <sup>2</sup>	area dell'elemento soggetto a ritiro
$u =$	<b>1620</b>	mm	perimetro esposto dell'elemento soggetto a ritiro
$h_0 =$	160.00	mm	dimensione convenzionale $2 \cdot A_c / u$
$\sigma_c =$	<b>11</b>	MPa	tensione di compressione nel cls a livello del cavo risultante
RH =	<b>80%</b>		percentuale di umidità relativa
$t_0 =$	<b>6</b>	gg	tempo all'applicazione del carico
$t =$	<b>18000</b>	gg	tempo al momento considerato
$f_{ck} =$	<b>35</b>	MPa	resistenza cilindrica cls
$f_{cm} =$	43	MPa	

$\alpha_1 =$	0.866	$\alpha_{ds1} =$	4	<b>classe N</b>	$s =$	0.25	classe N
$\alpha_2 =$	0.960	$\alpha_{ds2} =$	0.12	classe N	$\beta_{cc}(t) =$	1.271	
$\alpha_3 =$	0.902	$k_h =$	<b>0.9100</b>		$f_{cm}(t) =$	54.671	MPa

$\varphi_{RH} =$	1.306		$\beta_{RH} =$	0.756		$\beta_{cc}(t_0) =$	0.748	
$\beta_{(fcm)} =$	2.562		$\beta_{ds}(t, t_0) =$	0.996		$f_{cm}(t_0) =$	32.173	MPa
$\beta_{(t_0)} =$	0.653		$\varepsilon_{cd,0} =$	0.000253		$E_{cm} =$	34.077	GPa
$\varphi_0 =$	2.186		$\varepsilon_{cd} =$	0.000229		$E_c =$	35.781	GPa
$\beta_H =$	580.653	$\leq$	1500	$\beta_{as}(t) =$	1	$E_{cm}(t) =$	36.623	GPa
$\beta_c(t, t_0) =$	0.991			$\varepsilon_{ca}(\infty) =$	0.0000625	$E_{c,\infty} =$	10.767	GPa
$\varphi(t, t_0) =$	2.165			$\varepsilon_{cs} =$	0.000291962			
$\varphi_k(t, t_0) =$	2.165							

Dai dati riportati si evince che la dilatazione lineare specifica finale da ritiro per il conglomerato della soletta, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di 80% e avente dimensione fittizia  $h_0 = 2A_c/u \cong 213$  (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

$$\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0) = 0,291 \cdot 10^{-3}$$

Essendo una struttura isostatica, gli effetti di viscosità e ritiro influenzeranno esclusivamente lo stato deformativo dell'opera.

### 9.3.3 Precompressione (P)

I trefoli vengono progettati con andamento rettilineo, con baricentro a circa 8,5 cm da intradosso trave. Vengono adottati n° 14 trefoli da 0,6" ( $A_p = 1946 \text{ mm}^2$ ) così disposti:

- 8 Ø 15.2 mm                    posizionati a 65 mm da intradosso trave
- 6 Ø 15.2 mm                    posizionati a 111 mm da intradosso trave

#### 9.3.3.1 Tiro iniziale al martinetto

In accordo con quanto prescritto in EN 1992-1-1 § 5.10.2, la tensionale iniziale all'istante  $t_0$  deve essere inferiore a 1488 MPa.

Sulla base di quanto analizzato, la tensione di tesatura è stata assunta pari a  $\sigma_s = 1440 \text{ MPa}$ ; di conseguenza il singolo cavo al momento della tesatura dà luogo al seguente tiro al martinetto:

$$14 \text{ } \varnothing 15.2 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad P_{\max} = 1440 \text{ N/mm}^2 \cdot 1946 \text{ mm}^2 = 2802,24 \text{ kN}$$

Al fine di ridurre l'effetto di trazione al limbo superiore della trave durante la fase di tesatura, occorre inguainare alcuni trefoli nel tratto iniziale della trave da ambo le testate; la definizione della lunghezza necessaria al fine di rispettare le limitazioni imposte da normativa dovrà essere definita dal prefabbricatore delle travi.

La tesatura viene ipotizzata applicata da ambo le testate.

#### 9.3.3.2 Perdite per attrito

Le perdite dovute all'attrito lungo il cavo sono valutate in accordo a quanto prescritto in EN 1992-1-1 § 5.10.5.2, seguente relazione:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{\max} (1 - e^{-\mu(\theta + kx)})$$

Con:

$P_{\max}$  = è la forza di precompressione al momento della messa in tensione

$\mu$  = coefficiente di attrito dell'armatura nella guaina

$\theta$  = deviazione angolare totale alla distanza  $x$

$k$  = deviazione angolare casuale

Poiché il cavo è rettilineo le perdite per attrito sono nulle.

### 9.3.3.3 Rientro Ancoraggi

La caduta di tensione per rientro ancoraggi è stata assunta pari a 0 in quanto il sistema assunto per la precompressione è di pre-tensione; eventuali specifiche legate al sistema di produzione saranno integrate in fase di costruzione dal fornitore delle travi prefabbricate.

### 9.3.3.4 Perdite per deformazione elastica

In accordo a quanto indicato in EN 1992-1-1 al punto 5.10.4 (1) (iii), durante il trasferimento della precompressione al calcestruzzo occorre valutare la perdita dovuta alla deformazione elastica del calcestruzzo in conseguenza dell'azione delle armature pre-tese, quando queste sono rilasciate dagli ancoraggi.

$P_i =$	<b>2802.24</b>	kN	precompressione iniziale a istante $t_0$
$f =$	<b>0</b>	mm	freccia della parabola (in caso di cavo curvo)
$e_1 =$	<b>-62.35</b>	mm	eccentricità in prima fase del cavo all'estremità della trave
$E_p =$	<b>195000</b>	MPa	modulo di deformazione acciaio
$A_p =$	<b>1946</b>	mm <sup>2</sup>	area del cavo equivalente da precompressione
$E_c =$	35781.00	MPa	modulo di deformazione istantaneo del cls
$A_{c1} =$	<b>220450.02</b>	mm <sup>2</sup>	area della sezione in calcestruzzo iniziale
$I_{c1} =$	<b>1.62E+09</b>	mm <sup>4</sup>	momento d'inerzia sezione in calcestruzzo
$P_0 =$	2610.34	kN	precompressione a istante $t_{0+1}$
$\Delta P' =$	<b>191.90</b>	kN	perdite istantanee
$\Delta P' \% =$	<b>6.85</b>	%	percentuale di perdite istantanee

### 9.3.3.5 Perdite dovute all'eventuale trattamento termico

In accordo con quanto indicato nel FIB MODEL CODE § 5.4.5.3 vengono prese in considerazione anche le eventuali perdite dovute al trattamento termico a cui vengono sottoposte le travi per accelerarne la maturazione:

$\alpha =$	<b>1.00E-05</b>	
$T_0 =$	<b>20</b>	
$T_{MAX} =$	<b>75</b>	
$\kappa =$	<b>0.65</b>	
$\Delta\sigma =$	69.7125	MPa
$\Delta P'' =$	135.660525	kN

### 9.3.3.6 Cadute di tensione a lungo termine (ritiro \ viscosità \ rilassamento)

Per quanto riguarda i valori di ritiro e viscosità si è fatto riferimento a quanto indicato in EN 1992-1-1 e riportato in precedenza nel § 9.3.2.

Nel tempo "t" le cadute di tensione per rilassamento ( $\Delta\sigma_{pi}$ ) possono essere stimate secondo il punto 3.3.2 di EN 1992-1-1. Considerando acciai di classe 1 (relativa a trecce fili o trefoli in acciaio stabilizzato) si ha:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \rho_{1000} e^{6,7\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$$

dove:

$\sigma_{pi}$  = tensione iniziale nel cavo;

$\rho_{1000}$  = è la perdita di rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, valutata su un campione a 20°C tesato ad una tensione pari a ( $0.7 \cdot f_p$ );

$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$ ;

classe	<b>2</b>		
$P_0 =$	2474.68	kN	precompressione a istante $t_{0+1}$
$A_p =$	1946	mm <sup>2</sup>	area del cavo equivalente da precompressione
$f_{pk} =$	<b>1860</b>	MPa	resistenza a trazione del cavo
$\sigma_{pi} =$	1271.68	MPa	tensione nelle armature all'istante $t_{0+1}$
t =	432000	ore	tempo della messa in tensione delle armature
A =	0.66		
B =	2.5		
C =	9.1		
$\mu =$	0.68		
$\Delta\sigma_r =$	44.58	MPa	valore assoluto delle perdite dovute a rilassamento
$\Delta P''_r =$	<b>86.74</b>	kN	perdite per rilassamento differite al tempo t
$\Delta P''_r \% =$	<b>3.10</b>	%	percentuale perdite per rilassamento differite al tempo t

La valutazione della perdita di precompressione, intercorsa tra la fase in esame (tempo  $t_i$ ) e la fase precedente (tempo  $t_{i-1}$ ), dovuta al ritiro, alla viscosità ed al rilassamento dell'acciaio, tenendo conto della interdipendenza di questi 3 fenomeni, è stata effettuata in accordo a EN 1992-1-1 § 5.10.6 per mezzo della seguente formulazione:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,0p}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c z_{cp}^2}{I_c}\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

Per la simbologia adottata si rimanda al punto 5.10.6 (2) di EN 1992-1-1; di seguito si riporta il calcolo esteso delle cadute di tensione differite nel tempo adottato in progetto.

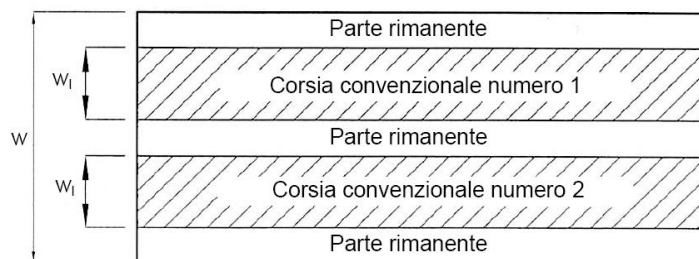
$A_p =$	1946	mm <sup>2</sup>	area del cavo equivalente da precompressione
$\varepsilon_{cs} =$	0.000291962		valore assoluto del ritiro del cls
$\Delta\sigma_r =$	44.58	MPa	valore assoluto delle perdite dovute a rilassamento
$E_p =$	195000	MPa	modulo di deformazione acciaio
$E_{cm} =$	35781.004	MPa	modulo di deformazione istantaneo del cls
$\varphi(t, t_0) =$	2.165		coefficiente di viscosità al tempo t

$\sigma_c =$	11.00	MPa	tensione di compressione nel cls a livello del cavo risultante
$A_c =$	338789.2422	mm <sup>2</sup>	area della sezione in calcestruzzo
$I_c =$	6.49E+09	mm <sup>4</sup>	momento d'inerzia sezione in calcestruzzo
$Z_{cp} =$	147.2702037	mm	distanza baricentro sezione in cls e armature
$\Delta P''_{c+s+r} =$	366.02	kN	perdite differite al tempo t
$\Delta P''_{c+s+r} \% =$	13.06	%	percentuale perdite differite al tempo t

### 9.3.4 Carichi mobili e altri sovraccarichi variabili antropici

#### 9.3.4.1 Carico da traffico stradale ( $Q_{ik}$ , $q_{ik}$ )

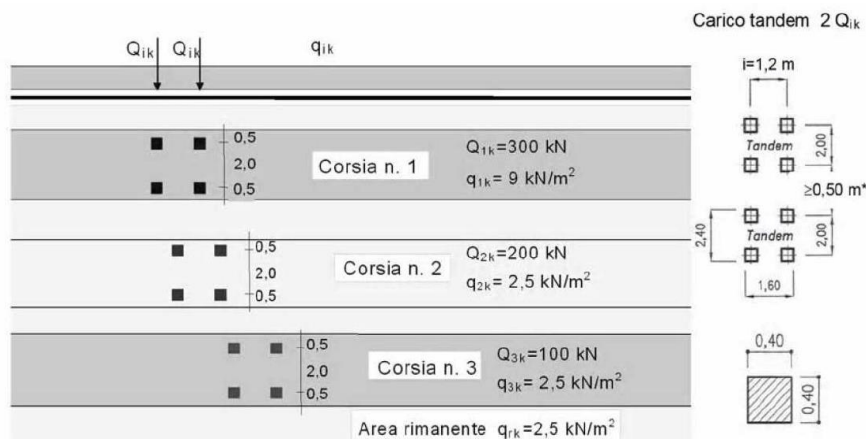
La disposizione del carico da traffico è svolta in accordo con la normativa vigente (vedi § 5.1.3.3 D.M. 17-01-2018 e § 4.3 UNI EN 1991-2:2005). La definizione delle corsie convenzionale secondo il D.M. 17 gennaio 2018 è stabilita in base al prospetto seguente:



Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

La disposizione e la numerazione delle corsie è in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. La corsia che produce l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia numero 2, ecc.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applica lo schema di carico 1 (LM1), costituito da carichi concentrati su due assi in tandem ( $Q_{ik}$ ), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti ( $q_{ik}$ ):



I carichi mobili sono stati applicati alla soletta senza ripartizione, ovvero applicando i carichi convenzionali di normativa così come definiti al § 5.1.3.3.5 del DM 17-01-2018.

#### 9.3.4.2 Forza di frenatura ( $q_b, k$ )

Con riferimento al par. 5.1.3.5 del TU2008, l'azione di frenatura viene presa in conto col valore:

$$F = 0.6 \cdot 2Q_{ik} + 0,1 \cdot q_{ik} \cdot w \cdot L$$

dove:

- $Q_{ik}$  è il carico TS della corsia 1 pari a 300kN
- $q_{ik}$  è il carico UDL della corsia convenzionale 1 pari a 9kN/mq
- $w$  è la larghezza della corsia convenzionale
- $L$  è la luce massima dell'impalcato

Per l'opera in esame si ottiene quindi il valore sollecitante pari a:

$$F = 0,6 \cdot 600 + 0,1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 16,5 = 405 \text{ kN}$$

L'azione si considera ripartita in eguale misura su entrambe le spalle.

### 9.3.5 Carichi accidentali di varia natura

#### 9.3.5.1 Azione del vento ( $q_w, k$ )

Per l'opera in esame, avendo una configurazione assimilabile a un sottovia, l'azione non risulta dimensionante e pertanto sarà trascurata.

#### 9.3.5.2 Azione della temperatura ( $T, k$ )

Deve essere considerata una variazione termica uniforme da applicare all'intero impalcato, per definire i massimi spostamenti che possono subire gli appoggi sia in senso trasversale che longitudinale. Si assume un coefficiente termico pari a  $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$ .

In accordo a EN 1991-5 l'azione termica §6 la deformazione termica è pari a:

T <sub>max</sub>	<b>45</b>	
T <sub>min</sub>	<b>-15</b>	
T <sub>0</sub>	<b>15</b>	
tipologia impalcato:		<b>TIPO 3</b>
T <sub>e,max</sub>	47	
T <sub>e,min</sub>	-12	
DTN	59	

#### SECONDO §6.1.3 LA COMPONENTE UNIFORME VALE:

DTN,con	27	valore assoluto
DTN,exp	32	valore assoluto

## 9.4 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

### 9.4.1 Combinazioni di carico

Le azioni, precedentemente illustrate, sono state cumulate in modo da determinare situazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni, con i rispettivi valori più sfavorevoli, come previsto dalle norme vigenti.



Tra i carichi presi in esame si distinguono i permanenti, costituiti dal peso proprio, il permanente portato e le spinte litostatiche, ed i carichi variabili quali quelli da traffico (carichi mobili, frenatura e incremento di spinta per sovraccarico in avvicinamento), l'attrito passivo dei vincoli e l'azione sismica. In funzione della verifica affrontata sono state realizzate le necessarie combinazioni di carico. Si riportano di seguito le Combinazioni di Carico dalle quali si sono dedotti, per mezzo di involuppi, le sollecitazioni di verifica, partendo dalle equazioni:

(fondamentale)

$$\gamma_{G1} \cdot G_{1k} + \gamma_{G2} \cdot G_{2k} + \gamma_{G3} \cdot G_{3k} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{1k} + \sum(\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{ik})$$

(sismica)

$$\gamma_I \cdot E_{SLU} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + \sum(\psi_{2,i} \cdot Q_{ik})$$

(rara)

$$G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + \psi_{0,1} \cdot Q_{1k} + \sum(\psi_{0,i} \cdot Q_{ik})$$

(frequente)

$$G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + \psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum(\psi_{2,i} \cdot Q_{ik})$$

(quasi permanente)

$$G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + \sum(\psi_{2,i} \cdot Q_{ik})$$

I valori dei coefficienti da utilizzare sono stati adottati seguendo il vigente T.U. 2018 § 5.1.3.12 secondo le tabelle 5.1.IV, 5.1.V, 5.1.VI., § 6.2.3.1.1 secondo le tabelle 6.2.I, 6.2.II, § 6.4.2.1 secondo la tabella 6.4.I. e riportate nelle tabelle seguenti per completezza.

**Tabella 8 – Valori caratteristici delle azioni variabili da traffico**

	<i>Carichi sulla carreggiata</i>					<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
	<b>Carichi verticali</b>			<b>Carichi orizzontali</b>		<b>Carichi verticali</b>
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q <sub>3</sub>	Forza centrifuga q <sub>4</sub>	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m <sup>2</sup>
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	

**Tabella 9 – Coefficienti  $\gamma$**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{E1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 10 – Coefficienti  $\psi$**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento $q_5$	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
Esecuzione		0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_5$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

In "ALLEGATO B – Combinazioni di carico nel dimensionamento del ponte via rimesse" si riportano nel dettaglio le combinazioni che sono state realizzate per la verifica dell'impalcato in oggetto.

## 9.4.2 Sollecitazioni ottenute dai modelli di calcolo considerati

### 9.4.2.1 Modello di calcolo per il dimensionamento della trave prefabbricata

Il modello riguarda il dimensionamento della trave prefabbricata soggetta ai carichi dovuti al peso proprio, alla precompressione, alle perdite, ai permanenti portati e a tutte le azioni di tipo accidentale precedentemente descritte.

Al fine di valutare correttamente le sollecitazioni che sviluppano in impalcato occorre considerare due modelli:

1. il primo modello che rappresenta la sola trave prefabbricata soggetta a peso proprio, alla precompressione, alle perdite, ai permanenti portati; in questa configurazione lo schema statico rappresentativo è di una trave doppiamente appoggiata avente luce di calcolo pari a 8,65 m
2. il secondo modello di calcolo invece è rappresentativo della configurazione in esercizio così come ampiamente descritto al § 9.1

Di seguito si riportano i dati geometrici e di sollecitazione riferiti alla trave prefabbricata nelle 2 fasi sopra indicate.

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE - FASE 1

#### DATI GEOMETRICI

ELEMENTO	L <sub>x</sub> [m]	L <sub>y</sub> [m]	n	A <sub>xy</sub> [m <sup>2</sup> ]	x <sub>gi</sub> [m]	y <sub>gi</sub> [m]	S <sub>x</sub> [m <sup>3</sup> ]	S <sub>y</sub> [m <sup>3</sup> ]	J <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ]	J <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	A <sup>2</sup> (x <sub>gi</sub> - x <sub>g</sub> ) <sup>2</sup>	A <sup>2</sup> (y <sub>gi</sub> - y <sub>g</sub> ) <sup>2</sup>
1	0.700	0.300	1	0.210	0.000	0.150	0.032	0.000	0.002	0.009	0	2.02184E-06
2				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
3				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
4				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
5				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
6				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
7				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
8				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
9				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
10				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
11				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
12				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0

0.210

0.032

0.000

0.002

0.009

0.000

0.000

ARMATURE	n <sup>o</sup>	A <sub>nom</sub> [mm <sup>2</sup> ]	m	A <sub>xy</sub> [m <sup>2</sup> ]	x <sub>gi</sub> [m]	y <sub>gi</sub> [m]	S <sub>x</sub> [m <sup>3</sup> ]	S <sub>y</sub> [m <sup>3</sup> ]	J <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ]	J <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	A <sup>2</sup> (x <sub>gi</sub> - x <sub>g</sub> ) <sup>2</sup>	A <sup>2</sup> (y <sub>gi</sub> - y <sub>g</sub> ) <sup>2</sup>
1	8	139	5.370	0.00597144	0.000	0.065	0.0004	0.0000	-	-	0	4.00513E-05
2	6	139	5.370	0.00448	0.000	0.111	0.0005	0.0000	-	-	0	5.90045E-06
3				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
4				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
5				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
6				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
7				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0
8				0.00000			0.0000	0.0000	-	-	0	0

0.01045

0.001

0.000

-

-

0.000

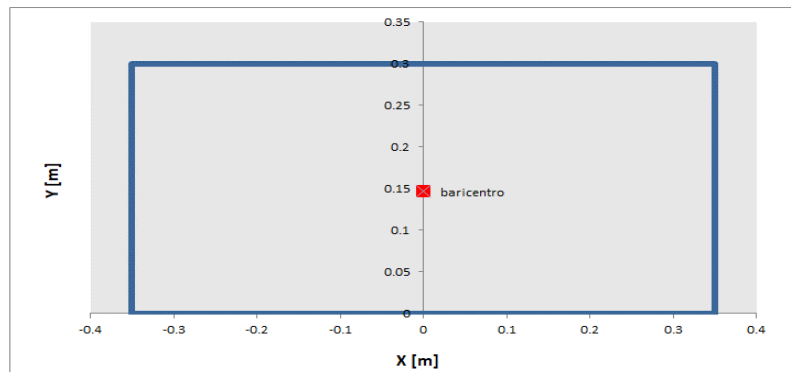
0.000

Posizione del baricentro degli elementi costituenti la sezione:

$$\begin{aligned}
 A_{tot} &= \Sigma A_{xy} = && 0.220 && \text{m}^2 \\
 A_{x_{tot}} &= && 0.210 && \text{m}^2 \\
 A_{y_{tot}} &= && 0.210 && \text{m}^2 \\
 \\ 
 S_{x_{tot}} &= \Sigma S_x = && 0.032 && \\
 S_{y_{tot}} &= \Sigma S_y = && 0.000 && \\
 x_g &= S_{y_{tot}} / A_{tot} = && 0.0000 && \text{m} \\
 y_g &= S_{x_{tot}} / A_{tot} = && 0.1469 && \text{m}
 \end{aligned}$$

Momento di inerzia della sezione in x e y:

$$\begin{aligned}
 J_{x_{tot}} &= \Sigma J_x + \Sigma (A_i d_i^2) = && 0.00162297 && \text{m}^4 \\
 J_{y_{tot}} &= \Sigma J_y + \Sigma (A_i d_i^2) = && 0.00857500 && \text{m}^4
 \end{aligned}$$



## CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE - FASE 2

### DATI GEOMETRICI

ELEMENTO	L <sub>x</sub> [m]	L <sub>y</sub> [m]	n	A <sub>xy</sub> [m <sup>2</sup> ]	x <sub>g</sub> [m]	y <sub>g</sub> [m]	S <sub>x</sub> [m <sup>3</sup> ]	S <sub>y</sub> [m <sup>3</sup> ]	J <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ]	J <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	A*(x <sub>g</sub> -x <sub>g</sub> ) <sup>2</sup>	A*(y <sub>g</sub> -y <sub>g</sub> ) <sup>2</sup>
1	0.700	0.300	1	0.210	0.000	0.150	0.032	0.000	0.002	0.009	0	0.001405609
2	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
3	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
4	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
5	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
6	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
7	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
8	0.700	0.180	0.94	0.118	0.000	0.390	0.046	0.000	0.000	0.005	0	0.002961215
9				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
10				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
11				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0
12				0.000			0.000	0.000	0.000	0.000	0	0

0.328

0.078 0.000 0.002 0.013 0.000 0.004

ARMATURE	n°	F [mm]	m	A <sub>xy</sub> [m <sup>2</sup> ]	x <sub>g</sub> [m]	y <sub>g</sub> [m]	S <sub>x</sub> [m <sup>3</sup> ]	S <sub>y</sub> [m <sup>3</sup> ]	J <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ]	J <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	A*(x <sub>g</sub> -x <sub>g</sub> ) <sup>2</sup>	A*(y <sub>g</sub> -y <sub>g</sub> ) <sup>2</sup>
1	8	139	5.370	0.00597144	0.000	0.065	0.0004	0.0000	-	-	0	0.000166165
2	6	139	5.370	0.00448	0.000	0.111	0.0005	0.0000	-	-	0	6.5802E-05
3	0	0	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	-	-	0	0
4	0	0	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	-	-	0	0
5	0	0	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	-	-	0	0
6	0	0	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	-	-	0	0
7	0	0	0	0.00000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	-	-	0	0
8	0	0	0	0.00000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	-	-	0	0

0.01045

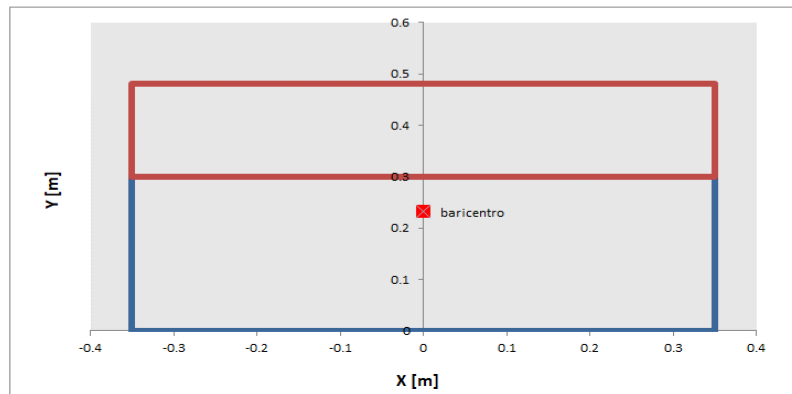
0.001 0.000 - - 0.000 0.000

Posizione del baricentro degli elementi costituenti la sezione:

$$\begin{aligned}
 A_{\text{tot}} &= \sum A_{xy} = 0.339 \text{ m}^2 \\
 A_{x_{\text{tot}}} &= 0.328 \text{ m}^2 \\
 A_{y_{\text{tot}}} &= 0.328 \text{ m}^2 \\
 S_{x_{\text{tot}}} &= \sum S_x = 0.079 \\
 S_{y_{\text{tot}}} &= \sum S_y = 0.000 \\
 x_g &= S_{y_{\text{tot}}} / A_{\text{tot}} = 0.0000 \text{ m} \\
 y_g &= S_{x_{\text{tot}}} / A_{\text{tot}} = 0.2318 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momento di inerzia della sezione in x e y:

$$\begin{aligned}
 J_{x_{\text{tot}}} &= \sum J_x + \sum (A_i d_i^2) = 0.00649331 \text{ m}^4 \\
 J_{y_{\text{tot}}} &= \sum J_y + \sum (A_i d_i^2) = 0.01340718 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$



### b) - AZIONI ELEMENTARI

	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
Precompressione iniziale	-174.73	-2'802.24	0.00
Peso proprio trave	49.10		0.00
Perdite istantanee	11.97	191.90	0.00
Perdite maturazione a caldo	8.46	135.66	0.00
Getto di completamento	30.30		0.00
Perdite a lungo termine	53.90	366.02	0.00
Permanenti portati	18.00		0.00
Termica	100.00		0.00
Spinta delle terre	15.00	-100.00	0.00
Azioni variabili da traffico	259.00		0.00

(see § 5.4.5.3 MC2010)

c) - AZIONI COMBinate	M (kNm)	N (kN)	T (kN)	$\gamma_s$ -
Precompressione iniziale	-174.73	-2'802.24	0.00	1.00
Peso proprio trave	49.10	0.00	0.00	1.00
Perdite istantanee	11.97	191.90	0.00	1.00
Perdite maturazione a caldo	8.46	135.66	0.00	1.00
Getto di completamento	30.30	0.00	0.00	1.00
Perdite a lungo termine	53.90	366.02	0.00	1.00
Permanenti portati	18.00	0.00	0.00	1.00
Termica	100.00	0.00	0.00	1.00
Spinta delle terre	15.00	-100.00	0.00	1.00
Azioni variabili da traffico	259.00	0.00	0.00	1.00

### 9.4.2.2 Modello di calcolo complessivo

Il modello riguarda il dimensionamento delle strutture nella condizione di esercizio così al § 9.1. Di seguito si riportano alcune immagini della distribuzione di sollecitazione nelle strutture.

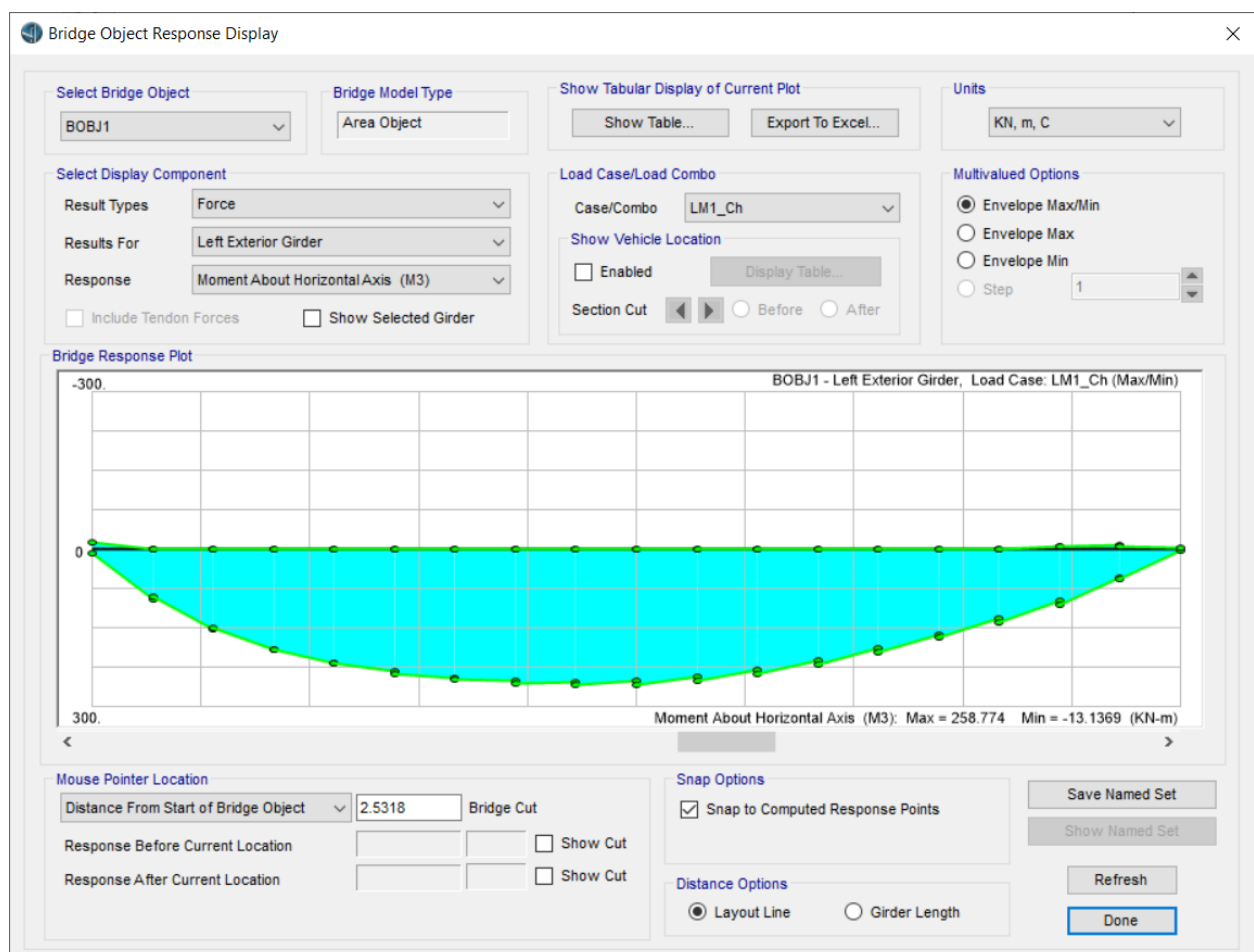


Figura 32: Andamento del momento flettente dovuto ai carichi mobili LM1 nella trave più caricata

## 9.5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si prevedono le seguenti armature nelle travi prefabbricate:

- Si prevede un'armatura lenta nella trave pari a:  
 $2 \phi 16 + 2 \phi 12$  a 6,5 cm da intradosso sezione  
 $2 \phi 16 + 2 \phi 12$  a 6,5 cm da estradosso sezione
- Si prevede un'armatura lenta in soletta pari a:  
 $\phi 22/10$  superiori e inferiori a 5,6 cm da esterno sezione
- Si prevede un'armatura di precompressione pari a:  
14 trefoli da 0,6" disposti come indicato al §
- Si prevede un'armatura a taglio pari a:  
vengono disposte 2 braccia  $\phi 12$  passo 10 cm per 1 m a partire da asse appoggi; nella restante vengono previste 2 braccia  $\phi 12$  passo 20 cm parte

### 9.5.1 Verifiche trave prefabbricata

#### 9.5.1.1 Verifiche in fase di esercizio

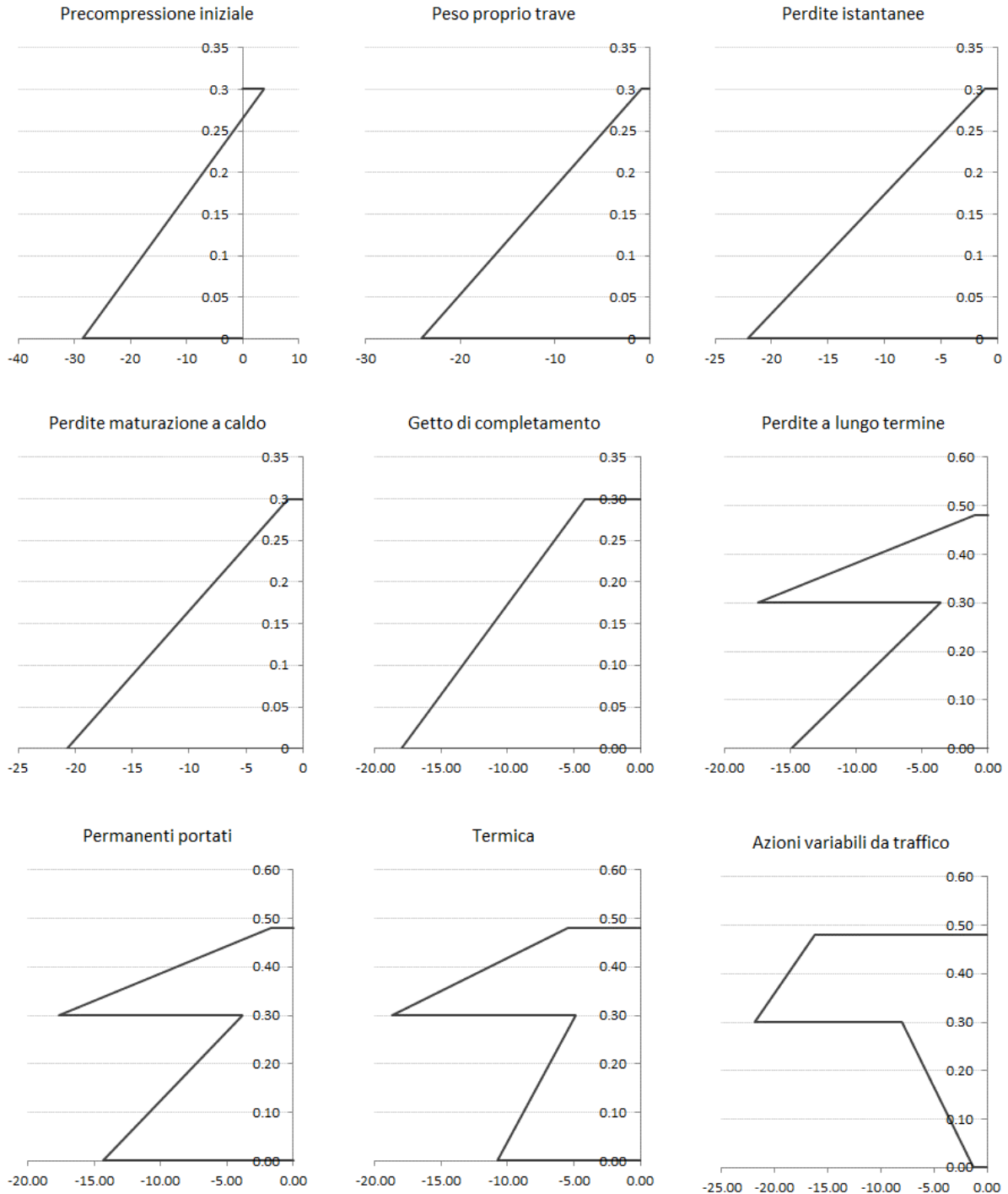
Vengono esaminati gli stati tensionali della trave in cui possono essere considerati esauriti tutti i fenomeni legati al comportamento reologico del calcestruzzo, quindi a cadute scontate. In particolare è stata considerata le combinazioni di carico Caratteristica, con le disposizioni dei carichi mobili tali da massimizzare il momento flettente nella trave.

Considerando che i limiti tensionali oltre i quali il materiale non può lavorare sono:

- C45/55 (trave)  
 $\sigma_c < 0,6 * f_{ck,cyl} = 0,6 * 45 = 27 \text{ MPa}$   
 $\sigma_t < f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c = 1,771 \text{ MPa (frequente)}$
- C35/45 (soletta)  
 $\sigma_c < 0,6 * f_{ck,cyl} = 0,6 * 35 = 21,0 \text{ MPa}$   
 $\sigma_t < f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c = 1,500 \text{ MPa (frequente)}$

le verifiche si possono considerare soddisfatta in quanto le tensioni sono sempre inferiori ai limiti di norma, come riportato a seguire nei grafici tensionali.

### GRAFICI DELLA TENSIONE TOTALE NELLA SEZIONE



**Figura 33: stato tensionale nella trave in c.a.p. (sezione di mezzeria)**  
*(Il titolo di ogni grafico si riferisce alla condizione di carico aggiunta alla precedente)*

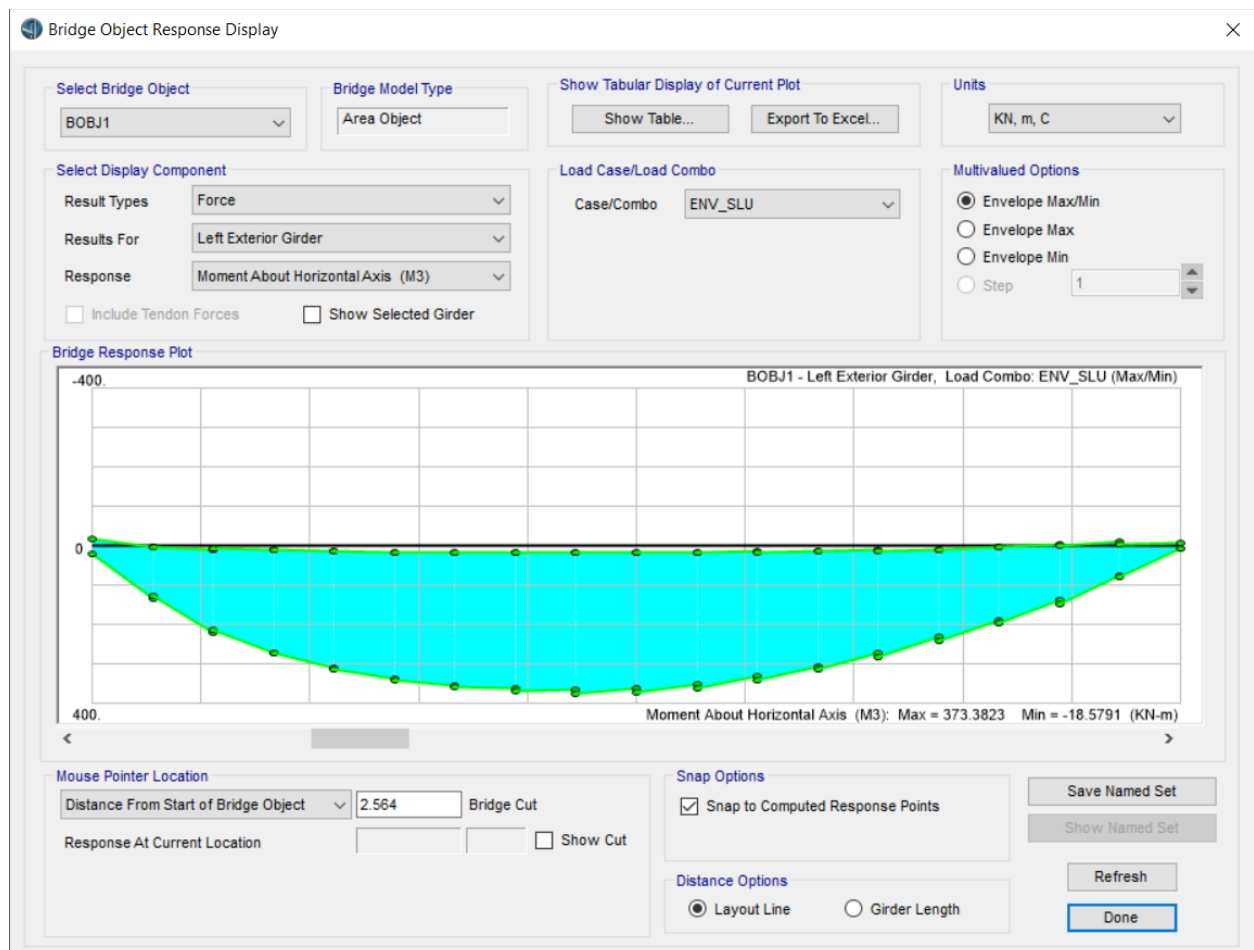
### 9.5.1.2 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Per le verifiche a flessione è stata considerata la disposizione dei carichi mobili tale da massimizzare il momento flettente nella trave.

La verifica è stata condotta ipotizzando il mantenimento delle sezioni piane, con una deformazione limite per l'acciaio da precompressione dei cavi interni pari a 0.01, a cui deve essere sommata una la deformazione preventiva (corrispondente alla precompressione a lungo termine); è stata invece trascurata (a favore di sicurezza) la componente corrispondente alla decompressione.

Dall'analisi del modello in corrispondenza della sezione più sollecitata si ricava:

$$MSd = 1,35 \times (49,1+30,3) + 375 = 483 \text{ kNm} \quad \text{momento esterno agente}$$



**Figura 34: Andamento del momento flettente ENV\_SLU dovuto alle azioni della FASE 2 nella trave più caricata**

Trascurando il contributo dell'armatura lenta, la rottura della sezione risulta in campo 3 ( $\epsilon_c=0.350\%$ ), con un momento resistente risulta pari a:

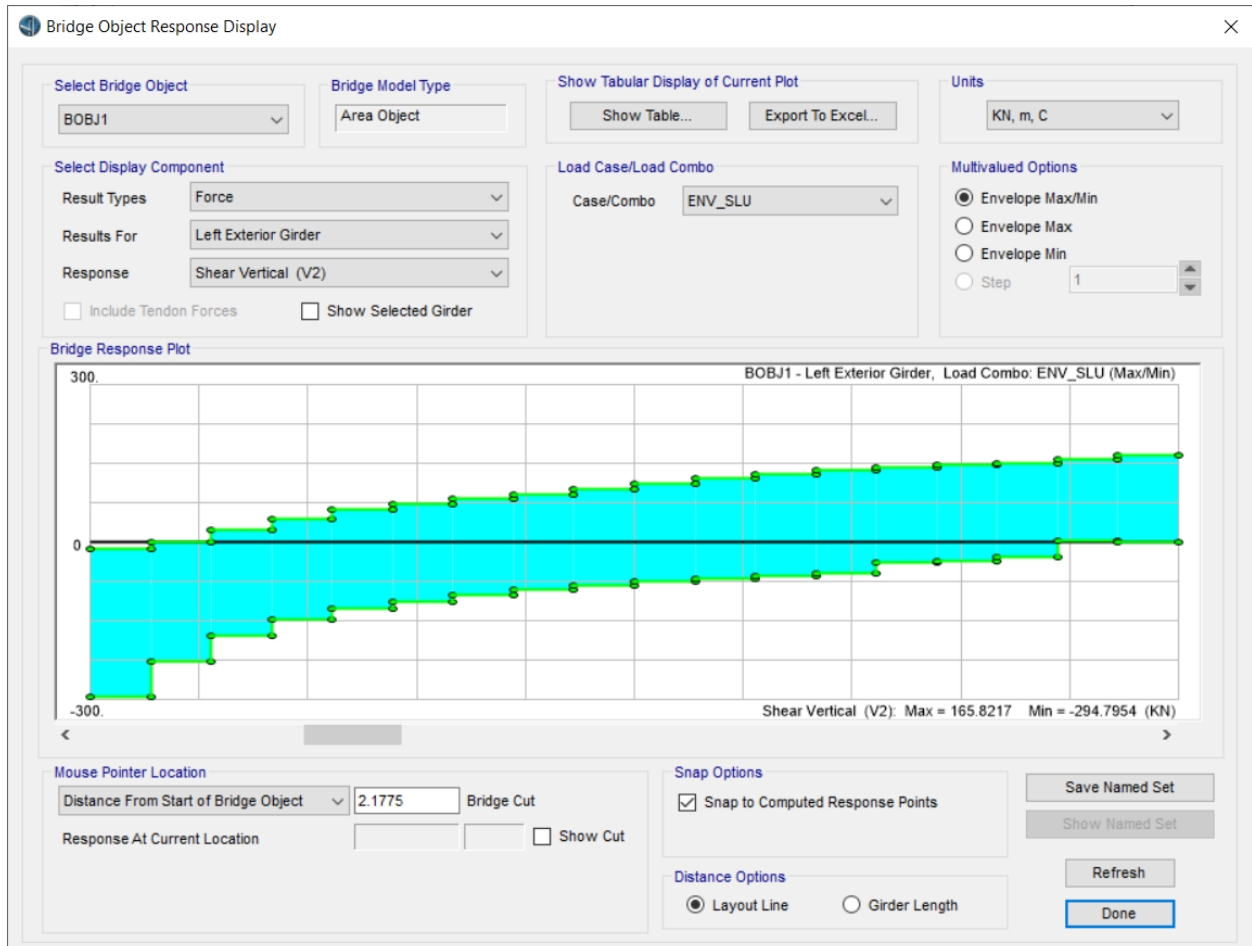
$$MRd = 830 \text{ kN m}$$

In altri termini si ha un coefficiente di sicurezza pari a  $MRd/MSd = 1.718$  nei confronti della rottura per flessione, quindi la verifica risulta soddisfatta.



Allo stato limite ultimo la verifica a taglio è stata condotta utilizzando il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio. Nella sezione più sfavorevole, tenendo conto dell'effetto della precompressione, si ha un taglio sollecitante:

$$VSd = 1,35 \times (22,7+14) + 295 = 345 \text{ kN} \quad \text{taglio esterno agente}$$



**Figura 35: Andamento del taglio ENV\_SLU dovuto alle azioni della FASE 2 nella trave più caricata**

Adottando un'armatura a taglio, nel tratto maggiormente sollecitato, costituita da staffe  $\phi 12$  passo 10cm, la verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$VRd = 593 \text{ kN}$$

In altri termini si ha un coefficiente di sicurezza pari a  $VRd/VSd = 1.718$  nei confronti della rottura per taglio, quindi la verifica risulta soddisfatta.

Si riporta nel seguito il calcolo di dettaglio del taglio resistente nella sezione più critica:

**Elementi che non richiedono armatura a taglio**

$f_{ck} =$	35	Mpa	
$d =$	430	mm	altezza utile

$A_{sl} =$	<b>401.92</b>	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	<b>700</b>	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	<b>301000</b>	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	<b>0</b>	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.6820	≤	2
$\rho_1 =$	0.001335282	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.9667
$V_{min} =$	0.4517		
$V_{Rd,c} =$	101.57	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	135.96	kN	valore minimo di resistenza

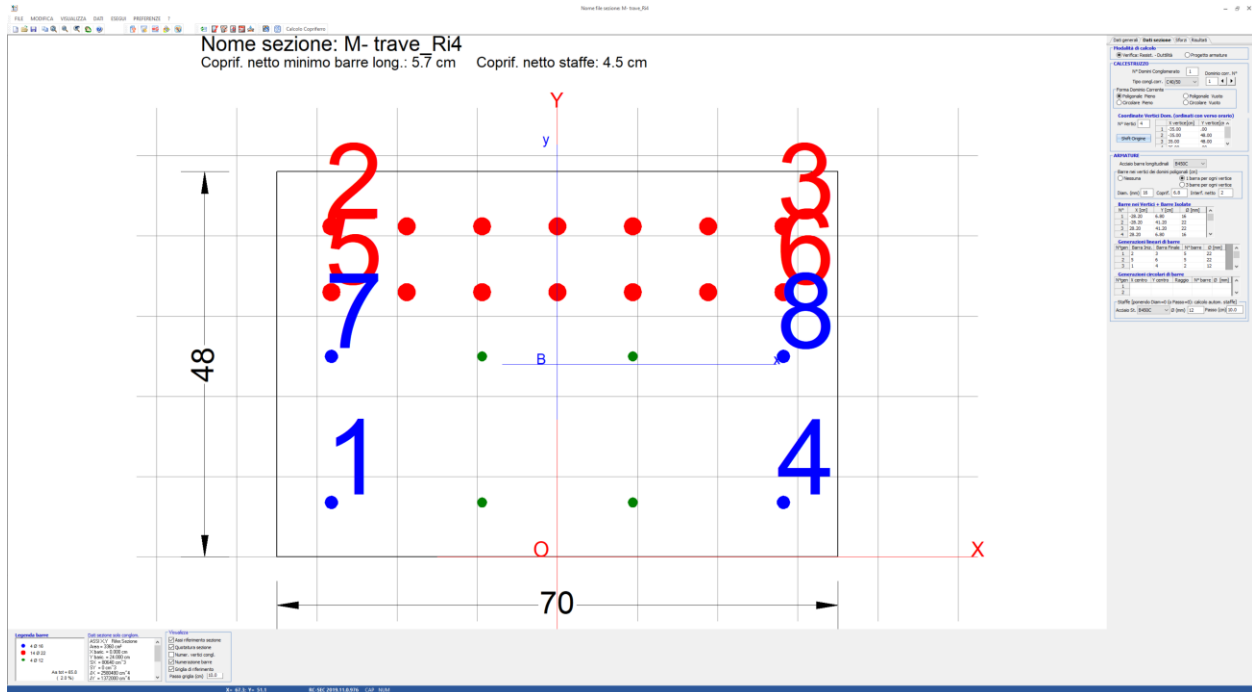
### Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?

si

$\sigma_{cp} =$	<b>5</b>	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	<b>90</b>	°	1.57 radianti
$\theta =$	<b>30</b>	°	0.52 radianti
$b_w =$	700	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	430	mm	altezza utile
$z =$	387	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	<b>226.08</b>	mm <sup>2</sup>	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	<b>100</b>	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.2500		
$v_1 =$	0.516		
$f_{cd} =$	19.83	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	592.99	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	1500.60	kN	resistenza lato calcestruzzo
1.264	≤	6.39625	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

### 9.5.1.3 Verifiche sezione di incastro



Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.1 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	500.00	-660.00	0.00	499.80	-714.08	0.00	1.08	59.5(6.8)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
--------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

1 0.00350 0.463 -35.0 0.0 0.00223 -29.0 7.0 -0.00405 -29.0 41.5

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000182035	0.003500000	0.463	1.000

### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore  $L/d_{max}$  con  $L$ =lungh.legat.proiettata sulla direz. del taglio e  $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	307.00	1101.65	836.42	42.0	70.0	2.500	1.066	8.3	22.6(0.0)

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	17.84	-35.0	0.0	-234.4	19.3	41.5	595	26.6

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
e1 Esito della verifica  
e2 Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata  
k1 Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff  
= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 =  $(e1 + e2)/(2*e1)$  [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali

$k_4$  = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 $\emptyset$  Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace  $A_{c\ eff}$  [eq.(7.11)EC2]  
 $C_f$  Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 $e_{sm} - e_{cm}$  Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 $s_r\ max$  Massima distanza tra le fessure [mm]  
 $w_k$  Apertura fessure in mm calcolata =  $s_r\ max * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 $M_x\ fess.$  Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 $M_y\ fess.$  Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	$\emptyset$	$C_f$	$e_{sm} - e_{cm}$	$s_r\ max$	$w_k$	$M_x\ fess.$	$M_y\ fess.$
1	S	-0.00157	0	0.841	22.0	54	0.00088 (0.00070)	324	0.285 (0.30)	-140.60	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	$S_c\ max$	$X_c\ max$	$Y_c\ max$	$S_f\ min$	$X_s\ min$	$Y_s\ min$	$A_{c\ eff.}$	$A_{s\ eff.}$
1	S	11.71	-35.0	0.0	-132.9	29.0	41.5	560	26.6

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	$\emptyset$	$C_f$	$e_{sm} - e_{cm}$	$s_r\ max$	$w_k$	$M_x\ fess.$	$M_y\ fess.$
1	S	-0.00091	0	0.841	22.0	49	0.00048 (0.00040)	299	0.143 (0.20)	-148.18	0.00

### 10 ALLEGATO A – COMBINAZIONI DI CARICO NEL DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE INTERNE

		G <sub>1pz</sub>	G <sub>zz</sub>	G <sub>sz</sub>	G <sub>6z</sub>	G <sub>3,2</sub>	QC1	QC2	QV1C	QV1L	QV2C	QV2L	QV3C	QV3C	E1	E2	E3	E4
		Pes propri delle strutture Ricoprimento sulla soletta di copertura Sovraccarichi permanenti sul solaio di fondo Sovraccarichi permanenti sugli orizzontamenti Spinta delle terre con falda di progetto					Carico da traffico stradale variabile distribuito - centrale	Carico da traffico stradale variabile distribuito - laterale	Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 1° centrale	Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 1° laterale	Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 2° centrale	Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 2° laterale	Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 3° centrale	Sovraccarico variabile orizz. intermedi - Piano 3° laterale	Azioni sismiche sul terreno (verso positivo)	Azioni sismiche sul terreno (verso negativo)	Azioni sismiche sulle strutture interne (verso positivo)	Azioni sismiche sulle strutture interne (verso negativo)
1	SLE_R1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1				
	SLE_R2	1	1	1	1	1		1		1		1		1				
	SLE_R3	1	1	1	1		1	1	1	1	1	1	1	1				
	SLE_R4	1	1	1	1			1		1		1		1				
	SLE_R5	1		1	1	1												
	SLE_R6	1	1	1	1			1		1		1		1				
	SLE_F1	1	1	1	1	1	0,75	0,75	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9				
	SLE_F2	1	1	1	1	1		0,75		0,9		0,9		0,9				
	SLE_F3	1	1	1	1		0,75	0,75	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9				
	SLE_F4	1	1	1	1			0,75		0,9		0,9		0,9				
	SLE_F5	1		1	1	1												
	SLE_F6	1	1	1	1			0,75		0,9		0,9		0,9				
	SLE_QP1	1	1	1	1	1	0,2	0,2	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8				
	SLE_QP2	1	1	1	1	1		0,2		0,8		0,8		0,8				
	SLE_QP3	1	1	1	1		0,2	0,2	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8				
	SLE_QP4	1	1	1	1			0,2		0,8		0,8		0,8				
	SLE_QP5	1		1	1	1												
	SLE_QP6	1	1	1	1			0,2		0,8		0,8		0,8				
2A	SLU_STR1	1,3	1,5	1,3	1,3	1,3	1,35	1,35	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5				
	SLU_STR2	1,3	1,5	1,3	1,3	1,3		1,35		1,5		1,5		1,5				
	SLU_STR3	1,3	1,5	1,3	1,3		1,35	1,35	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5				
	SLU_STR4	1,3	1,5	1,3	1,3			1,35		1,5		1,5		1,5				
	SLU_STR5	1,3		1,5	1,3	1,3												
	SLU_STR6	1,3	1,5	1,3	1,3			1,35		1,5		1,5		1,5				
3	SLU_SIS1	1	1	1	1		0,2	0,2	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1		1	
	SLU_SIS2	1	1	1	1			0,2		0,8		0,8		0,8		-1		-1
	SLU_SIS1	1	1	1	1		0,2	0,2	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1		1	
	SLU_SIS2	1	1	1	1			0,2		0,8		0,8		0,8		-1		-1

## 11 ALLEGATO B – COMBINAZIONI DI CARICO NEL DIMENSIONAMENTO DEL PONTE VIA RIMESSE

Di seguito si riporta l'elenco delle condizioni di carico elementari (CdC) e le relative combinazioni di carico (COMB) considerate nelle analisi, definite in accordo al D.M. 17-01-2018.

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
G1+G2+G3	Linear Add	No	Linear Static	G1_form	1
G1+G2+G3			Linear Static	G1_other	1
G1+G2+G3			Linear Static	G1_cls	1
G1+G2+G3			Linear Static	G2_curbs	1
G1+G2+G3			Linear Static	G2_finishing	1
G1+G2+G3			Linear Static	G3_static	1
e1	Range Add	No	Linear Static	e1_spalla_S1+S2	1
e1			Linear Static	e1_spalla_S1	1
e1			Linear Static	e1_spalla_S2	1
e2_SLU	Linear Add	No	Linear Static	e2	1
e2_SLS	Linear Add	No	Linear Static	e2	1
e3	Range Add	No	Linear Static	e3-	1
e3			Linear Static	e3+	1
Q5_w	Range Add	No	Linear Static	Q5_w_trasv	1
STR_Mob_Max	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1.35
STR_Mob_Max			Response Combo	e1	0.72
STR_Mob_Max			Response Combo	e2_SLU	1.2
STR_Mob_Max			Response Combo	e3	0.9
STR_Mob_Max			Linear Static	Q5_wt_trasv	0.9
STR_Mob_Max			Moving Load	LM1_Ch	1.35
STR_Mob_Max			Linear Static	G3_surch	1.5
STR_Fren_Max	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1.35
STR_Fren_Max			Response Combo	e1	0.72
STR_Fren_Max			Response Combo	e2_SLU	1.2
STR_Fren_Max			Response Combo	e3	0.9
STR_Fren_Max			Linear Static	Q5_wt_trasv	0.9
STR_Fren_Max			Moving Load	LM1_Fr+Q3	1.35
STR_Fren_Max			Linear Static	G3_surch	1.125
STR_Term_Max	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1.35
STR_Term_Max			Response Combo	e1	0.72
STR_Term_Max			Response Combo	e2_SLU	1.2
STR_Term_Max			Response Combo	e3	1.5
STR_Term_Max			Linear Static	Q5_wt_trasv	0.9
STR_Term_Max			Moving Load	LM1_Fr	1.35
STR_Term_Max			Linear Static	G3_surch	1.125
STR_Ced_Max	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1.35
STR_Ced_Max			Response Combo	e1	1.2
STR_Ced_Max			Response Combo	e2_SLU	1.2
STR_Ced_Max			Response Combo	e3	0.9
STR_Ced_Max			Linear Static	Q5_wt_trasv	0.9
STR_Ced_Max			Moving Load	LM1_Fr	1.35
STR_Ced_Max			Linear Static	G3_surch	1.125
STR_WindMob_Max	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1.35
STR_WindMob_Max			Response Combo	e1	0.72
STR_WindMob_Max			Response Combo	e2_SLU	1.2
STR_WindMob_Max			Response Combo	e3	0.9
STR_WindMob_Max			Linear Static	Q5_wt_trasv	1.5
STR_WindMob_Max			Moving Load	LM1_Fr	1.35
STR_WindMob_Max			Linear Static	G3_surch	1.125
STR_Wind_Max	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1.35
STR_Wind_Max			Response Combo	e1	0.72
STR_Wind_Max			Response Combo	e2_SLU	1.2
STR_Wind_Max			Response Combo	e3	0.9
STR_Wind_Max			Response Combo	Q5_w	1.5
STR_Mob_Min	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
STR_Mob_Min			Response Combo	e1	0.72
STR_Mob_Min			Response Combo	e2_SLU	1.2
STR_Mob_Min			Response Combo	e3	0.9
STR_Mob_Min			Linear Static	Q5_wt_trasv	0.9
STR_Mob_Min			Moving Load	LM1_Ch	1.35
STR_Mob_Min			Linear Static	G3_static	0.35
STR_Mob_Min			Linear Static	G3_surch	1.5
STR_Fren_Min	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
STR_Fren_Min			Response Combo	e1	0.72
STR_Fren_Min			Response Combo	e2_SLU	1.2
STR_Fren_Min			Response Combo	e3	0.9

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
STR_Fren_Min			Linear Static	Q5_wt_trasv	0.9
STR_Fren_Min			Moving Load	LM1_Fr+Q3	1.35
STR_Fren_Min			Linear Static	G3_static	0.35
STR_Fren_Min			Linear Static	G3_surch	1.125
STR_Term_Min	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
STR_Term_Min			Response Combo	e1	0.72
STR_Term_Min			Response Combo	e2_SLU	1.2
STR_Term_Min			Response Combo	e3	1.5
STR_Term_Min			Linear Static	Q5_wt_trasv	0.9
STR_Term_Min			Moving Load	LM1_Fr	1.35
STR_Term_Min			Linear Static	G3_static	0.35
STR_Term_Min			Linear Static	G3_surch	1.125
STR_Ced_Min	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
STR_Ced_Min			Response Combo	e1	1.2
STR_Ced_Min			Response Combo	e2_SLU	1.2
STR_Ced_Min			Response Combo	e3	0.9
STR_Ced_Min			Linear Static	Q5_wt_trasv	0.9
STR_Ced_Min			Moving Load	LM1_Fr	1.35
STR_Ced_Min			Linear Static	G3_static	0.35
STR_Ced_Min			Linear Static	G3_surch	1.125
STR_WindMob_Min	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
STR_WindMob_Min			Response Combo	e1	0.72
STR_WindMob_Min			Response Combo	e2_SLU	1.2
STR_WindMob_Min			Response Combo	e3	0.9
STR_WindMob_Min			Linear Static	Q5_wt_trasv	1.5
STR_WindMob_Min			Moving Load	LM1_Fr	1.35
STR_WindMob_Min			Linear Static	G3_static	0.35
STR_WindMob_Min			Linear Static	G3_surch	1.125
STR_Wind_Min	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
STR_Wind_Min			Response Combo	e1	0.72
STR_Wind_Min			Response Combo	e2_SLU	1.2
STR_Wind_Min			Response Combo	e3	0.9
STR_Wind_Min			Response Combo	Q5_w	1.5
STR_Wind_Min			Linear Static	G3_static	0.35
SLS_Mob	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
SLS_Mob			Response Combo	e1	0.6
SLS_Mob			Response Combo	e2_SLS	1
SLS_Mob			Response Combo	e3	0.6
SLS_Mob			Linear Static	Q5_wt_trasv	0.6
SLS_Mob			Moving Load	LM1_Ch	1
SLS_Mob			Linear Static	G3_surch	1
SLS_Fren	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
SLS_Fren			Response Combo	e1	0.6
SLS_Fren			Response Combo	e2_SLS	1
SLS_Fren			Response Combo	e3	0.6
SLS_Fren			Linear Static	Q5_wt_trasv	0.6
SLS_Fren			Moving Load	LM1_Fr+Q3	1
SLS_Fren			Linear Static	G3_surch	0.75
SLS_Term	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
SLS_Term			Response Combo	e1	0.6
SLS_Term			Response Combo	e2_SLS	1
SLS_Term			Response Combo	e3	1
SLS_Term			Linear Static	Q5_wt_trasv	0.6
SLS_Term			Moving Load	LM1_Fr	1
SLS_Term			Linear Static	G3_surch	0.75
SLS_Ced	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
SLS_Ced			Response Combo	e1	1
SLS_Ced			Response Combo	e2_SLS	1
SLS_Ced			Response Combo	e3	0.6
SLS_Ced			Linear Static	Q5_wt_trasv	0.6
SLS_Ced			Moving Load	LM1_Fr	1
SLS_Ced			Linear Static	G3_surch	0.75
SLS_WindMob	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
SLS_WindMob			Response Combo	e1	0.6
SLS_WindMob			Response Combo	e2_SLS	1
SLS_WindMob			Response Combo	e3	0.6
SLS_WindMob			Linear Static	Q5_wt_trasv	1
SLS_WindMob			Moving Load	LM1_Fr	1
SLS_WindMob			Linear Static	G3_surch	0.75
SLS_Wind	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
SLS_Wind			Response Combo	e1	0.6



TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
SLS_Wind			Response Combo	e2_SLS	1
SLS_Wind			Response Combo	e3	0.6
SLS_Wind			Response Combo	Q5_w	1
FR_Mob	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
FR_Mob			Response Combo	e1	0.5
FR_Mob			Response Combo	e2_SLS	1
FR_Mob			Response Combo	e3	0.5
FR_Mob			Moving Load	LM1_Fr	1
FR_Mob			Linear Static	G3_surch	0.75
FR_Term	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
FR_Term			Response Combo	e1	0.5
FR_Term			Response Combo	e2_SLS	1
FR_Term			Response Combo	e3	0.6
FR_Ced	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
FR_Ced			Response Combo	e1	1
FR_Ced			Response Combo	e2_SLS	1
FR_Ced			Response Combo	e3	0.5
FR_Wind	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
FR_Wind			Response Combo	e1	0.5
FR_Wind			Response Combo	e2_SLS	1
FR_Wind			Response Combo	e3	0.5
FR_Wind			Response Combo	Q5_w	0.2
QP	Linear Add	No	Response Combo	G1+G2+G3	1
QP			Response Combo	e1	0.5
QP			Response Combo	e2_SLS	1
QP			Response Combo	e3	0.5
QK_1	Linear Add	No	Response Combo	e1	0.5
QK_1			Response Combo	e3	0.5
QK_1			Response Combo	G1+G2+G3	1
QK_1			Linear Static	Qk_x	1
QK_1			Linear Static	G3_dinamic_x	1
QK_1			Linear Static	G3_dinamic_y	0.3
QK_1			Linear Static	Qk_y	0.3
QK_2	Linear Add	No	Response Combo	e1	0.5
QK_2			Response Combo	e3	0.5
QK_2			Response Combo	G1+G2+G3	1
QK_2			Linear Static	Qk_x	0.3
QK_2			Linear Static	G3_dinamic_x	0.3
QK_2			Linear Static	G3_dinamic_y	1
QK_2			Linear Static	Qk_y	1
ENV_SLU	Envelope	No	Response Combo	STR_Ced_Max	1
ENV_SLU			Response Combo	STR_Ced_Min	1
ENV_SLU			Response Combo	STR_Fren_Max	1
ENV_SLU			Response Combo	STR_Fren_Min	1
ENV_SLU			Response Combo	STR_Mob_Max	1
ENV_SLU			Response Combo	STR_Mob_Min	1
ENV_SLU			Response Combo	STR_Term_Max	1
ENV_SLU			Response Combo	STR_Term_Min	1
ENV_SLU			Response Combo	STR_Wind_Max	1
ENV_SLU			Response Combo	STR_Wind_Min	1
ENV_SLU			Response Combo	STR_WindMob_Max	1
ENV_SLU			Response Combo	STR_WindMob_Min	1
ENV_CH	Envelope	No	Response Combo	SLS_Ced	1
ENV_CH			Response Combo	SLS_Fren	1
ENV_CH			Response Combo	SLS_Mob	1
ENV_CH			Response Combo	SLS_Term	1
ENV_CH			Response Combo	SLS_Wind	1
ENV_CH			Response Combo	SLS_WindMob	1
ENV_FR	Envelope	No	Response Combo	FR_Ced	1
ENV_FR			Response Combo	FR_Mob	1
ENV_FR			Response Combo	FR_Term	1
ENV_FR			Response Combo	FR_Wind	1