



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



GALLERIE, TRINCEE DI LINEA E MANUFATTI - PROGETTO STRUTTURALE

GALLERIA ARTIFICIALE E ALTRE OPERE

RELAZIONE DI CALCOLO

CARTELLA N° 3.3

FER_BP_D_T0 STR_GEN_R_001_0

DATA	CODICE RELAZIONE		REV.
31/10/2019	FER BP D TO	STR GEN R 001	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> Ing. Vincenza Floria Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino, n. 8042 (Firmato digitalmente)	<u>Il Progettista:</u> Ing. Alessandro Frascari Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bologna, n. 7115A (Firmato digitalmente)	<u>Il Responsabile Unico del Procedimento:</u> Ing. Fabrizio Maccari (Firmato digitalmente)
---	--	--

INDICE

1	INTRODUZIONE	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Documenti del progetto di riferimento	6
2.2	Elaborati grafici associati alla presente relazione tecnica.....	7
2.3	Normative	9
2.3.1	Norme relative al calcolo strutturale, geotecnico e sismico	9
2.3.2	Norme relative ai materiali strutturali	10
2.3.3	Norme relative alla resistenza al fuoco delle strutture.....	10
2.3.4	Altre norme/direttive di carattere specifico	10
2.3.5	Raccomandazioni e standard specifici per il calcolo geotecnico	11
2.4	Riferimenti bibliografici	11
2.4.1	RIFERIMENTI PER CALCOLO STRUTTURALE.....	11
2.4.2	RIFERIMENTI PER CALCOLO SISMICO.....	11
2.4.3	RIFERIMENTI PER CALCOLO GEOTECNICO.....	12
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI.....	13
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	15
4.1	Unità geotecniche.....	15
4.2	Inquadramento idrogeologico.....	15
4.3	Parametri geotecnici	17
5	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO.....	18
5.1	Sezioni tipologiche in artificiale.....	18
5.1.1	Sezione TIPO 1	18
5.1.2	Sezione TIPO 2	19
5.1.3	Sezione TIPO 3	19
5.1.4	Sezione TIPO 4	20
5.1.5	Sezione TIPO 5	21
5.1.6	Sezione TIPO 6	22
5.1.7	Sezione TIPO 7a\7b\7c	22
5.1.8	Sezione TIPO A14.....	24
6	SCENARI DI RIFERIMENTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE, REQUISITI PRESTAZIONALI E CONDIZIONI DI CALCOLO	25

6.1	Combinazioni di carichi e requisiti normativi	25
6.2	Caratterizzazione delle strutture e condizioni sismiche	26
6.2.1	Considerazioni generali	26
6.2.2	Accelerazione massima al suolo	26
6.2.3	Comportamento sismico	28
6.3	Resistenza al fuoco	30
6.4	Criteri di verifica	30
6.4.1	Verifiche degli elementi strutturali di contenimento del terreno	30
6.4.2	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) sezioni in c.a.	31
6.4.3	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio sezioni in c.a.	32
6.4.4	Verifiche dei tiranti	32
7	GALLERIA ARTIFICIALE: ANALISI E VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DELLE OPERE DI SOSTEGNO	35
7.1	Modellazione di calcolo	35
7.2	Definizione dei materiali nei modelli numerici	38
7.3	Metodologia d'intervento e fasi operative	40
7.3.1	Sezione TIPO 1	41
7.3.2	Sezione TIPO 2	45
7.3.3	Sezione TIPO 3	50
7.3.4	Sezione TIPO 4	54
7.3.5	Sezione TIPO 5	60
7.3.6	Sezione TIPO 6	65
7.3.7	Sezione TIPO 7a\7b\7c	69
7.3.8	Sezione TIPO A14	74
7.4	Analisi dei carichi	79
7.4.1	Pesi propri e carichi permanenti portati	79
7.4.2	Spinte delle terre, dell'acqua di falda e dei fabbricati	79
7.4.3	Carichi mobili ed altri sovraccarichi variabili antropici	79
7.4.4	Azioni sismiche	80
7.4.5	Altre azioni	80
7.5	Sollecitazioni sugli elementi strutturali	80
7.5.1	Sollecitazioni pannelli TIPO 1	81
7.5.2	Sollecitazioni pannelli TIPO 2	83

7.5.3	Sollecitazioni pannelli TIPO 3.....	85
7.5.4	Sollecitazioni pannelli TIPO 4.....	87
7.5.5	Sollecitazioni pannelli TIPO 5.....	90
7.5.6	Sollecitazioni pannelli TIPO 6.....	92
7.5.7	Sollecitazioni pannelli TIPO 7a\7b\7c.....	94
7.5.8	Sollecitazioni pannelli TIPO A14	97
7.6	Verifiche degli elementi strutturali	100
7.6.1	Verifica pannelli TIPO 1.....	100
7.6.2	Verifica pannelli TIPO 2.....	102
7.6.3	Verifica pannelli TIPO 3.....	104
7.6.4	Verifica pannelli TIPO 4.....	107
7.6.5	Verifica pannelli TIPO 5.....	110
7.6.6	Verifica pannelli TIPO 6.....	113
7.6.7	Verifica pannelli TIPO 7a\7b\7c.....	115
7.6.8	Verifica pannelli TIPO A14	118
8	GALLERIA ARTIFICIALE: ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI DELLE STRUTTURE INTERNE.....	124
8.1	Modellazione di calcolo	124
8.2	Metodologia d'intervento e fasi operative	126
8.3	Analisi dei carichi	127
8.3.1	Pesi propri e permanenti portati	127
8.3.2	Spinte delle terre e dell'acqua di falda	127
8.3.3	Carichi mobili e altri sovraccarichi variabili antropici	128
8.3.4	Azioni sismiche	131
8.4	Sollecitazioni sugli elementi strutturali.....	132
8.4.1	Riepilogo delle Condizioni Elementari di carico (CCE)	132
8.4.2	Combinazioni di carico	132
8.4.3	Sollecitazioni ottenute dai diversi modelli di calcolo considerati	132
8.5	Verifiche degli elementi strutturali	142
9	ALLEGATO A – ANALISI AVANZATA DELL'INTERAZIONE TERRENO\STRUTTURA SEZIONE TIPO A14.....	166
9.1	Modellazione di calcolo	166
9.1.1	Parametri geotecnici e definizione dei legami costitutivi	167

9.1.2	Definizione delle fasi di calcolo.....	169
9.2	Azioni, carichi e sovraccarichi.....	174
9.3	Risultati.....	175
10	ALLEGATO B – COMBINAZIONI DI CARICO NEL DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE INTERNE.....	178

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.

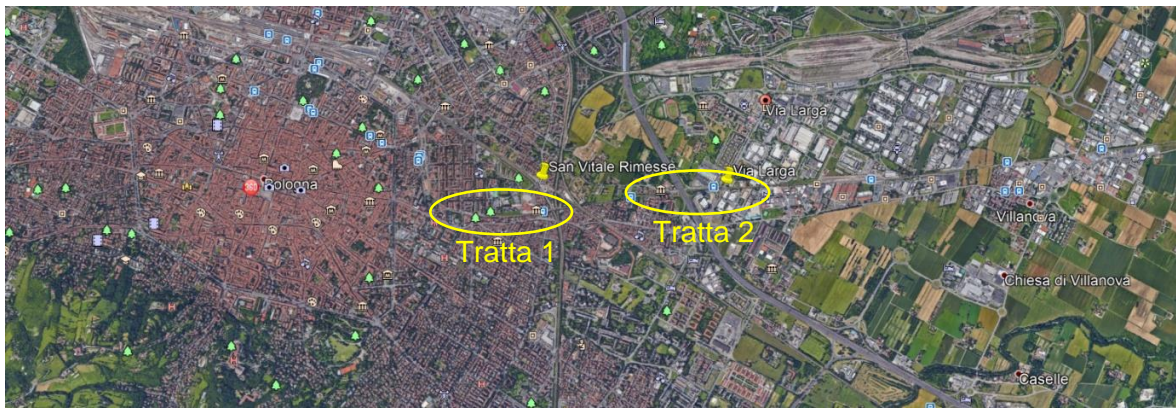


Figura 1: Ubicazione del sito in progetto su immagine satellitare GoogleEarth®



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 Galleria Artificiale di Linea, 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-L1-D-ST-OC-001 – Galleria San Vitale Rimesse – Relazione di Calcolo
- D0-L1-D-ST-OS 001 – Galleria San Vitale Rimesse – Sezioni Tipo 1/2
- D0-L1-D-ST-OS 002 – Galleria San Vitale Rimesse – Sezioni Tipo 2/2
- D0 L1 D PG GE 001 – Galleria San Vitale Relazione Geologica-Geotecnica
- D0 L1 D ST OC 002 – Galleria San Vitale Rimesse Planimetria opere civili Tav. 1
- D0 L1 D ST OC 003 – Galleria San Vitale Rimesse Planimetria opere civili Tav. 2
- D0 L1 D ST OC 004 – Galleria San Vitale Rimesse Planimetria opere civili Tav. 3
- D0 L1 D ST OC 005 – Galleria San Vitale Rimesse Planimetria opere civili Tav. 4
- D0 L1 D ST OC 006 – Galleria San Vitale Rimesse Planimetria opere civili Tav. 5
- D0 L1 D ST OC 007 – Galleria San Vitale Rimesse Planimetria opere civili Tav. 6
- D0 L1 D ST OC 008 – Galleria San Vitale Rimesse Planimetria opere civili Tav. 7
- D0 L1 D ST OC 009 – Galleria San Vitale Rimesse Planimetria opere civili Tav. 8
- D0 L2 D PG GE 001 – Fermata via Larga Relazione Geologica-Geotecnica
- D0 L2 D ST OS 001 – Via Larga Trincea Relazione di Calcolo Paratie
- D0 L2 D ST OS 002 – Via Larga Trincea Relazione di Calcolo Scatolare e Muri
- D0 L2 D ST OS 003 – Via Larga Trincea-Opere di Sostegno Planimetrie e Sezione long. Tav. 1
- D0 L2 D ST OS 004 – Via Larga Trincea-Opere di Sostegno Planimetrie e Sezione long. Tav. 2
- D0 L2 D ST OS 005 – Via Larga Trincea-Opere di Sostegno Planimetrie e Sezione long. Tav. 3
- D0 L2 D ST OS 006 – Via Larga Trincea-Opere di Sostegno Planimetrie e Sezione long. Tav. 4
- D0 L2 D ST OS 007 – Via Larga Trincea-Opere di Sostegno Planimetrie e Sezione long. Tav. 5
- D0 L2 D ST OS 008 – Via Larga Trincea-Opere di Sostegno Planimetrie e Sezione long. Tav. 6
- D0 L2 D ST OS 009 – Via Larga Trincea-Opere di Sostegno Sezioni tipo
- D0 L2 D ST OS 010 – Via Larga Trincea-Opere di Sostegno Sezioni trasversali
- D0 L2 D ST OS 011 – Via Larga Trincea-Opere di Sostegno Pianta, Sezione trasv. e Particolari
- D0 L2 D ST CF 001 – Via Larga Cavalcaferrovia e Sovrappasso Ciclabile Relazione di Calcolo
- D0 L2 D ST CF 002 – Via Larga Cavalcaferrovia e Sovrappasso Ciclabile Carpenteria impalcato

2.2 ELABORATI GRAFICI ASSOCIATI ALLA PRESENTE RELAZIONE TECNICA

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

CARTELLA 3.3 – OPERE CIVILI: GALLERIE, TRINCEE DI LINEA E MANUFATTI - PROGETTO STRUTTURALE		
FER_BP_D	T1_STR_GEN_S_001	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E /PROFILO DA PK 2+084,004 A PK 2+164,729
FER_BP_D	T1_STR_GEN_S_002	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E /PROFILO DA PK 2+164,729 A PK 2+251,998
FER_BP_D	T1_STR_GEN_S_003	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E /PROFILO DA PK 2+251,998 A PK 2+373,962
FER_BP_D	T1_STR_GEN_S_004	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E /PROFILO DA PK 2+373,962 A PK 2+432,496
FER_BP_D	T1_STR_GEN_S_005	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E /PROFILO DA PK 2+620,537 A PK 2+698,574
FER_BP_D	T1_STR_GEN_S_006	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E /PROFILO DA PK 2+698,574 A PK 2+800,701
FER_BP_D	T1_STR_GEN_S_007	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E /PROFILO DA PK 2+800,701 A PK 2+890,000
FER_BP_D	T1_STR_GEN_S_008	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E /PROFILO DA PK 2+890,000 A PK 2+998,010
FER_BP_D	T1_STR_GEN_S_009	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E /PROFILO DA PK 2+998,010 A PK 3+077,002
FER_BP_D	T1_STR_GEN_S_010	CARPENTERIE - SEZIONI TRASVERSALI 1/2
FER_BP_D	T1_STR_GEN_S_011	CARPENTERIE - SEZIONI TRASVERSALI 2/2
FER_BP_D	T2_STR_GEN_S_001	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E PROFILO DA PK 4+080,00 A PK 4+180,00
FER_BP_D	T2_STR_GEN_S_002	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E PROFILO DA PK 4+180,00 A PK 4+280,003
FER_BP_D	T2_STR_GEN_S_003	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E PROFILO DA PK 4+280,003 A PK 4+397,053
FER_BP_D	T2_STR_GEN_S_004	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E PROFILO DA PK 4+397,053 A PK 4+505,097
FER_BP_D	T2_STR_GEN_S_005	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E PROFILO DA PK 4+505,097 A PK 4+605,144
FER_BP_D	T2_STR_GEN_S_006	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E PROFILO DA PK 4+709,300 A PK 4+820,00
FER_BP_D	T2_STR_GEN_S_007	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E PROFILO DA PK 4+820,000 A PK 4+930,144
FER_BP_D	T2_STR_GEN_S_008	CARPENTERIE - PLANIMETRIA E PROFILO DA PK 4+930,144 A PK 4+980,00
FER_BP_D	T2_STR_TR0_S_001	CARPENTERIE - SEZIONI TRASVERSALI 1/2
FER_BP_D	T2_STR_TR0_S_002	CARPENTERIE - SEZIONI TRASVERSALI 2/2

CARTELLA 3.3 – OPERE CIVILI: GALLERIE, TRINCEE DI LINEA E MANUFATTI - PROGETTO STRUTTURALE		
FER_BP_D	T1_STR_AU1_S_001	ACCESSO/USCITA DI EMERGENZA 01 - CARPENTERIE - PIANTA E SEZIONI
FER_BP_D	T1_STR_AU2_S_001	ACCESSO/USCITA DI EMERGENZA 02 - CARPENTERIE - PIANTA E SEZIONI
FER_BP_D	T1_STR_AU4_S_001	ACCESSO/USCITA DI EMERGENZA 04 - CARPENTERIE - PIANTA E SEZIONI
FER_BP_D	T2_STR_AU5_S_001	ACCESSO/USCITA DI EMERGENZA AU5 - CARPENTERIE - PIANTA E SEZIONI
FER_BP_D	T0_STR_GEN_S_001	PARTICOLARI COSTRUTTIVI - SCHEMI IMPERMEABILIZZAZIONE E DETTAGLI VARI
FER_BP_D	T1_STR_GEN_S_012	GALLERIA ARTIFICIALE - FASI COSTRUTTIVE - TAV. 1/3
FER_BP_D	T1_STR_GEN_S_013	GALLERIA ARTIFICIALE - FASI COSTRUTTIVE - TAV. 2/3
FER_BP_D	T1_STR_GEN_S_014	GALLERIA ARTIFICIALE - FASI COSTRUTTIVE - TAV. 3/3
FER_BP_D	T1_STR_GEN_S_015	TRATTA IN TRINCEA - FASI COSTRUTTIVE

CARTELLA 6.1 – OPERE DI PRESIDIO E MONITORAGGI - INTERVENTI DI MONITORAGGIO OPERE CIVILI - GALLERIA NATURALE		
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	T1_MOP_GEN_S_001	INTERVENTI DI MONITORAGGIO OPERE DI SOSTEGNO - PLANIMETRIA CON INDICAZIONE SEZIONI DI MONITARAGGIO GALLERIA ARTIFICIALE (Tavola 1 di 2)
FER_BP_D	T1_MOP_GEN_S_002	INTERVENTI DI MONITORAGGIO OPERE DI SOSTEGNO - PLANIMETRIA CON INDICAZIONE SEZIONI DI MONITARAGGIO GALLERIA ARTIFICIALE (Tavola 1 di 2)
FER_BP_D	T2_MOP_GEN_S_001	INTERVENTI DI MONITORAGGIO OPERE DI SOSTEGNO - PLANIMETRIA CON INDICAZIONE SEZIONI DI MONITARAGGIO GALLERIA ARTIFICIALE

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 - Pesì per unità di volume, pesì 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 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

- **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	$c = 4,5 \text{ cm}$

- **Acciaio di armatura**

Tipo:	<i>B450C</i>
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 armonico per tiranti**

Trefoli stabilizzati da 0.6" aventi caratteristiche di resistenza:

Modulo di deformazione:	$E_c = 210000 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{ptk} = 1860 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica all'1% della deformazione totale:	$f_{p(1)k} = 1670 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 75 \text{ KN/mc}$

- **Acciaio per profilati**

Tipo:	<i>S355</i>
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/cm ^q
Resistenza a trazione media: 15MPa

Tessuto non tessuto

Massa unitaria: 500g/m ^q
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	$1E-07 \div 1E-09^*$	$5 \div 8^{***}$	1^{***}
B - Ghiaie e sabbie	K3 - permeabilità media	$1E-05 \div 1E-06^{**}$	$23 \div 25^{***}$	$0.1 \div 0.01^{***}$

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).

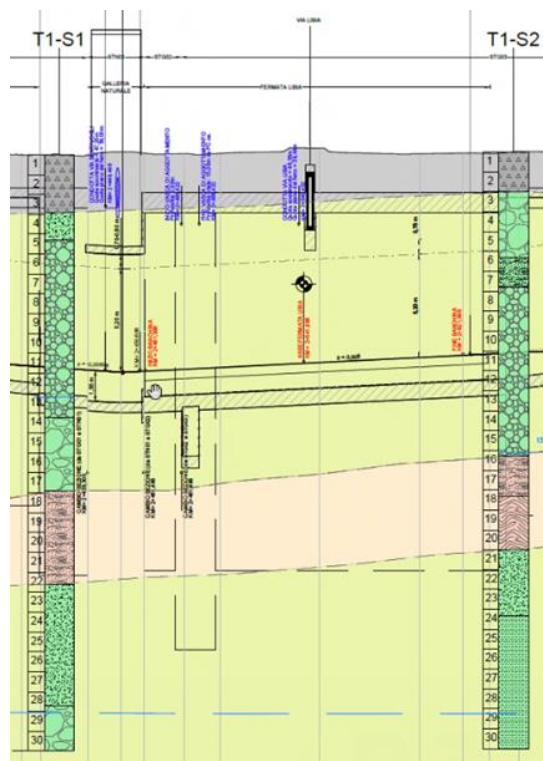


Figura 3: Tratta tra i sondaggi T1-S1 T1-S2

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				
			ϕ'	E'				
		[kN/m ³]	[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 TIPOLOGICHE IN ARTIFICIALE

I diaframmi previsti per le diverse sezioni tipologiche hanno una lunghezza variabile tra 10,5m e 18,5m e una larghezza di 60cm/80cm/100cm.

La nuova soluzione progettuale prevede l'adozione della metodologia di scavo "top-down" (ad eccezione del tratto identificato con la tipologia 4 – vedi §5.1.4 per maggiori dettagli); con tale procedura, dopo l'esecuzione dei diaframmi, viene subito messa in opera la soletta superiore, che vincola la testa dei diaframmi durante le operazioni di scavo.

In questo modo è possibile limitare/eliminare la presenza dei puntoni temporanei e si riducono gli spostamenti e i cedimenti del terreno circostante.

5.1.1 Sezione TIPO 1

I diaframmi che caratterizzano la sezione tipo 1 vengono realizzati in aderenza ai diaframmi esistenti; questi ultimi, infatti, in base a diversi sondaggi effettuati si ritiene che abbiano un'altezza insufficiente alle esigenze di scavo per raggiungere la quota del piano ferro di progetto.

Ai fini del calcolo, pertanto, si ritiene che i diaframmi esistenti non diano alcun contributo di resistenza.

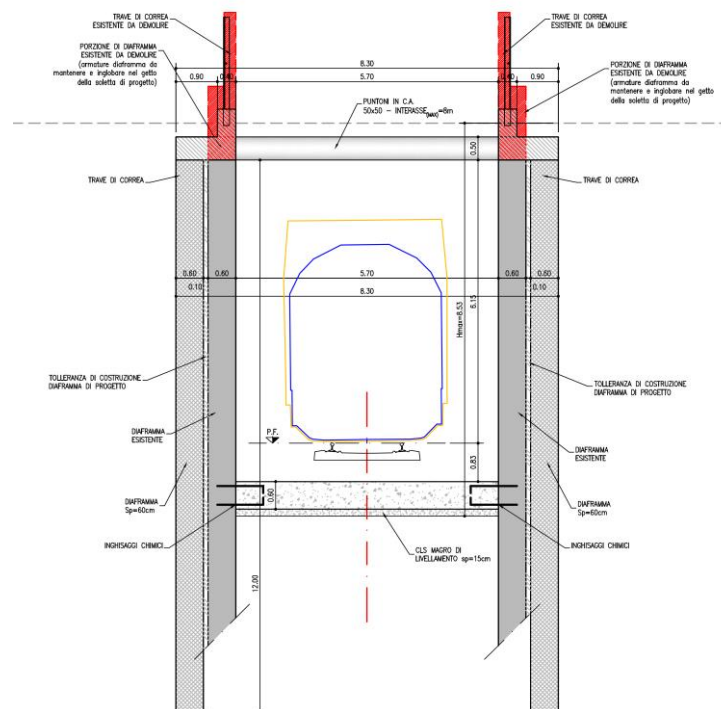


Figura 4: Scavo con diaframmi – sezione TIPO 1

I diaframmi hanno una lunghezza complessiva di 12,0m e spessore di 0,60m; il fondo scavo si trova a $\approx 8,5$ m da piano campagna.

Il contrasto in testa è offerto da puntoni in c.a. definitivi sezione 50x50 cm² e interasse massimo 8m.

La configurazione finale (in esercizio) della sezione prevede la realizzazione di una soletta di fondo sp.60cm collegata alle diaframmatore laterali tramite inghisaggi.

5.1.2 Sezione TIPO 2

I diaframmi che caratterizzano la sezione tipo 2 vengono realizzati in aderenza ai diaframmi esistenti; questi ultimi, infatti, in base a diversi sondaggi effettuati si ritiene che abbiano un'altezza insufficiente alle esigenze di scavo per raggiungere la quota del piano ferro di progetto.

Ai fini del calcolo, pertanto, si ritiene che i diaframmi esistenti non diano alcun contributo di resistenza.

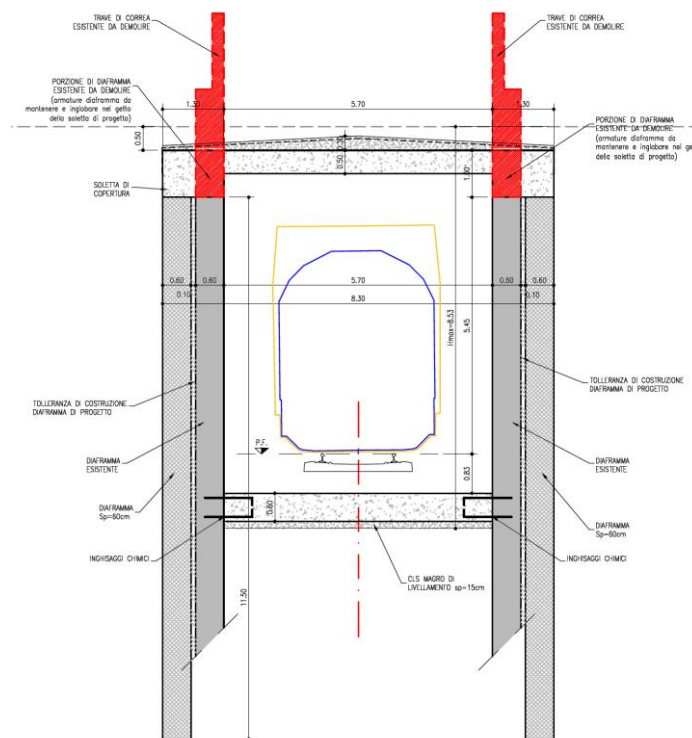


Figura 5: Scavo con diaframmi – sezione TIPO 2

I diaframmi hanno una lunghezza complessiva di 11,5m e spessore di 0,60m; il fondo scavo si trova a ≈8,5m da piano campagna.

Il contrasto in testa è offerto da una soletta in c.a. gettata in opera definitiva di spessore 50cm.

La configurazione finale (in esercizio) della sezione prevede la realizzazione di una soletta di fondo sp.60cm collegata alle diaframmatore laterali tramite inghisaggi.

5.1.3 Sezione TIPO 3

I diaframmi che caratterizzano la sezione tipo 3 vengono realizzati in aderenza ai diaframmi esistenti; questi ultimi, infatti, in base a diversi sondaggi effettuati si ritiene che abbiano un'altezza insufficiente alle esigenze di scavo per raggiungere la quota del piano ferro di progetto.

Ai fini del calcolo, pertanto, si ritiene che i diaframmi esistenti non diano alcun contributo di resistenza.

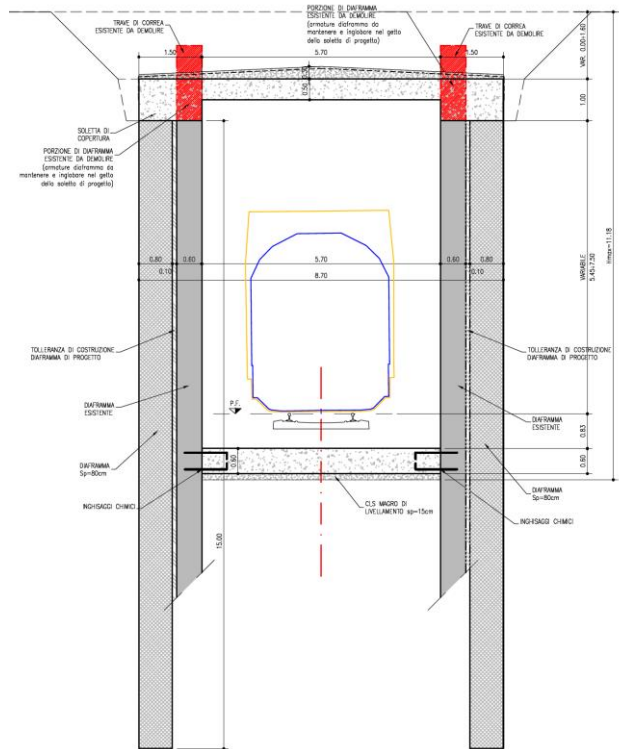


Figura 6: Scavo con diaframmi – sezione TIPO 3

I diaframmi hanno una lunghezza complessiva di 15m e spessore di 0,80m; il fondo scavo si trova a ≈ 11 m da piano campagna.

Il contrasto in testa è offerto da una soletta in c.a. gettata in opera definitiva di spessore 50cm.

La configurazione finale (in esercizio) della sezione prevede la realizzazione di una soletta di fondo sp.60cm collegata alle diaframmature laterali tramite inghisaggi.

5.1.4 Sezione TIPO 4

I diaframmi che caratterizzano la sezione tipo 4 vengono impiegati nella zona di via Bentivogli per l'esecuzione del tratto in Galleria Naturale previsto in progetto.

Per esigenze di cantiere è necessario prevedere uno scavo tipo "bottom-up", garantendo inoltre una larghezza disponibile superiore a 11m (distanza tra i diaframmi).

I diaframmi hanno una lunghezza complessiva di 18,5m e spessore di 0,80m; il fondo scavo si trova a ≈ 13 m da piano campagna.

Il contrasto in testa è offerto in fase provvisoria da puntoni in acciaio S355 F219,1x12 ad interasse massimo 5m; durante la fase di scavo è necessario realizzare contrasti intermedi a quota -4,9m da testa diaframma costituiti da tiranti IRS (5 trefoli da 0,6" \ Dper=200mm \ tiro T0=500 kN \ interasse=2,5m) aventi inclinazione sull'orizzontale di 15°, lunghezza libera 9,5m e bulbo di ancoraggio 7m.

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 45 cm; la soletta di copertura viene eseguita tramite la posa di un sistema prefabbricato di lastre in c.a. appoggiate tramite sistema di selle tipo "Gerber" alle travi di correa precedentemente realizzate.

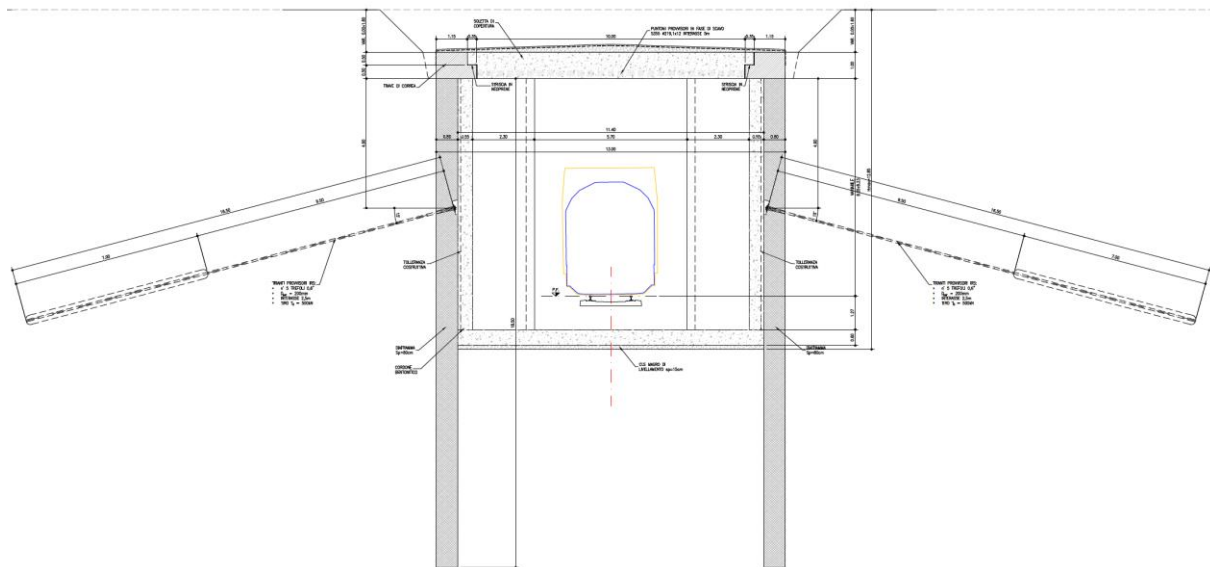


Figura 7: Scavo con diaframmi – sezione TIPO 4

5.1.5 Sezione TIPO 5

I diaframmi che caratterizzano la sezione tipo 5 sono quelli facenti parte del tratto interrato dopo la Stazione Libia; la sezione viene applicata anche in corrispondenza di attraversamenti stradali e/o ciclabili (vedi ad esempio il sovrappasso di Via Cellini).

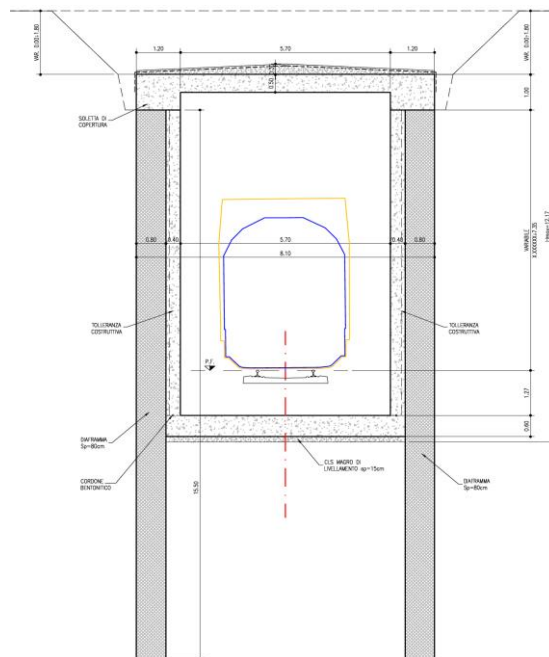


Figura 8: Scavo con diaframmi – sezione TIPO 5

I diaframmi hanno una lunghezza complessiva di 15,5m e spessore di 0,80m; il fondo scavo si trova a ≈ 12 m da piano campagna.

Il contrasto in testa è offerto da una soletta in c.a. gettata in opera definitiva di spessore 50cm.

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.

5.1.6 Sezione TIPO 6

I diaframmi che caratterizzano la sezione tipo 6 sono quelli caratterizzati da uno scavo massimo di circa 9 m da p.c. con sezione realizzata a cielo aperto.

Fanno ad esempio parte di questo gruppo i diaframmi del primo tratto, percorrendo la linea in direzione Rimesse, subito dopo la sezione chiusa oppure i diaframmi del secondo tratto a cavallo di via Cellini o tra il Viadotto A14 e la Fermata di Via Larga.

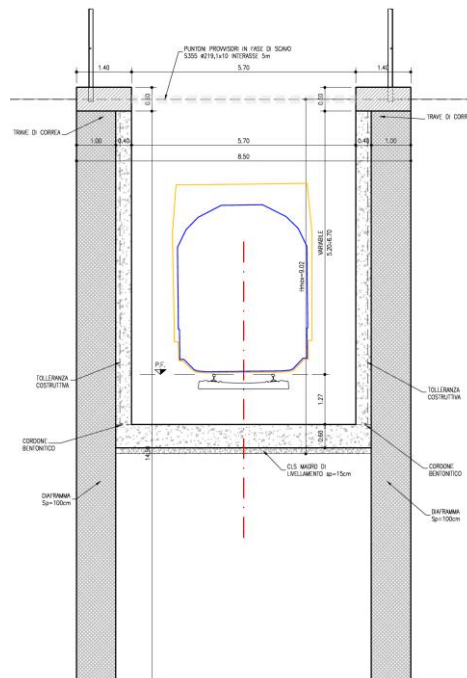


Figura 9: Scavo con diaframmi – sezione TIPO 6

I diaframmi hanno una lunghezza complessiva di 14,5m e spessore di 1,00m; il fondo scavo si trova a ≈ 9 m da piano campagna. Il contrasto in testa è offerto in fase provvisoria da puntoni in acciaio S355 F219, 1x10 ad interasse massimo 5m.

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.

5.1.7 Sezione TIPO 7a\7b\7c

I diaframmi che caratterizzano le sezioni tipo 7a\7b\7c sono quelli caratterizzati da uno scavo massimo rispettivamente di circa 7,5\6,0\4,5 m da p.c. con sezione realizzata a cielo aperto.

I diaframmi hanno una lunghezza complessiva rispettivamente di 12,5m\10,5m\10,5m e spessore di 0,80m; il fondo scavo si trova rispettivamente a $\approx 7,5m\6m\4,5m$ da piano campagna.

Il contrasto in testa è offerto in fase provvisoria da puntoni in acciaio S355 F219,1x10 ad interasse massimo 5m, tranne nella sezione tipo 7c dove non è necessario nessun contrasto provvisorio.

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 20-30 cm.

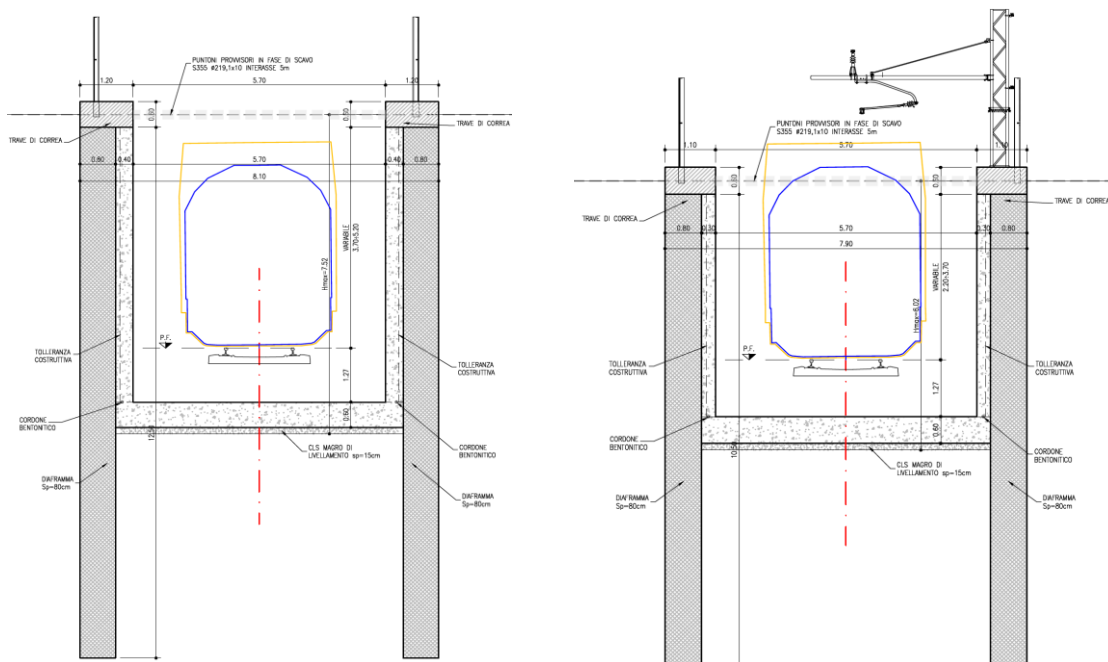


Figura 10: Scavo con diaframmi – sezione TIPO 7a \ 7b

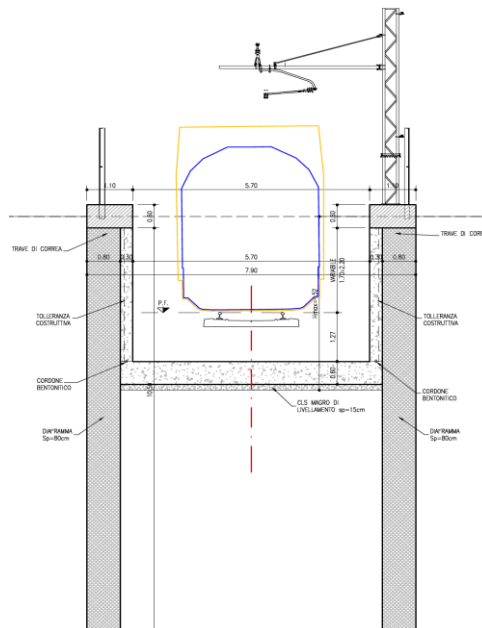


Figura 11: Scavo con diaframmi – sezione TIPO 7c

5.1.8 Sezione TIPO A14

In corrispondenza del Viadotto Autostradale A14, la linea viene realizzata tramite un sistema di sostegno che prevede l'utilizzo di pali f800 a interasse 1 m.

I pali hanno una lunghezza complessiva di circa 12m; il fondo scavo si trova a ≈ 8 m da piano campagna.

Il contrasto in testa è offerto da puntoni in c.a. definitivi sezione 50×50 cm² e interasse massimo 6m. Durante la fase di scavo è previsto l'utilizzo di puntoni provvisori f323,9x8 a interasse 3 m posti a quota -3,50m 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 20-30 cm.

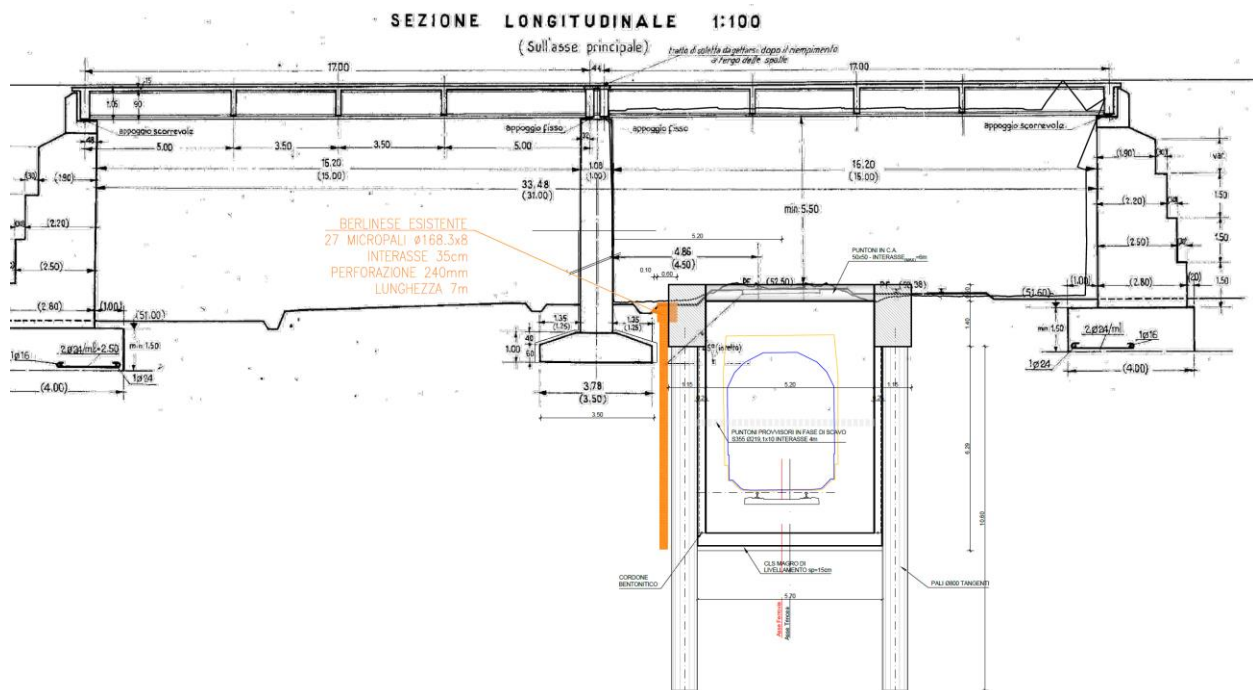


Figura 12: Scavo con diaframmi – sezione TIPO A14

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 (A₁+M₁+R₁)
- Combinazione SLU-GEO (A₂+M₂+R₁)
- 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 γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{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 γ_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	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_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.

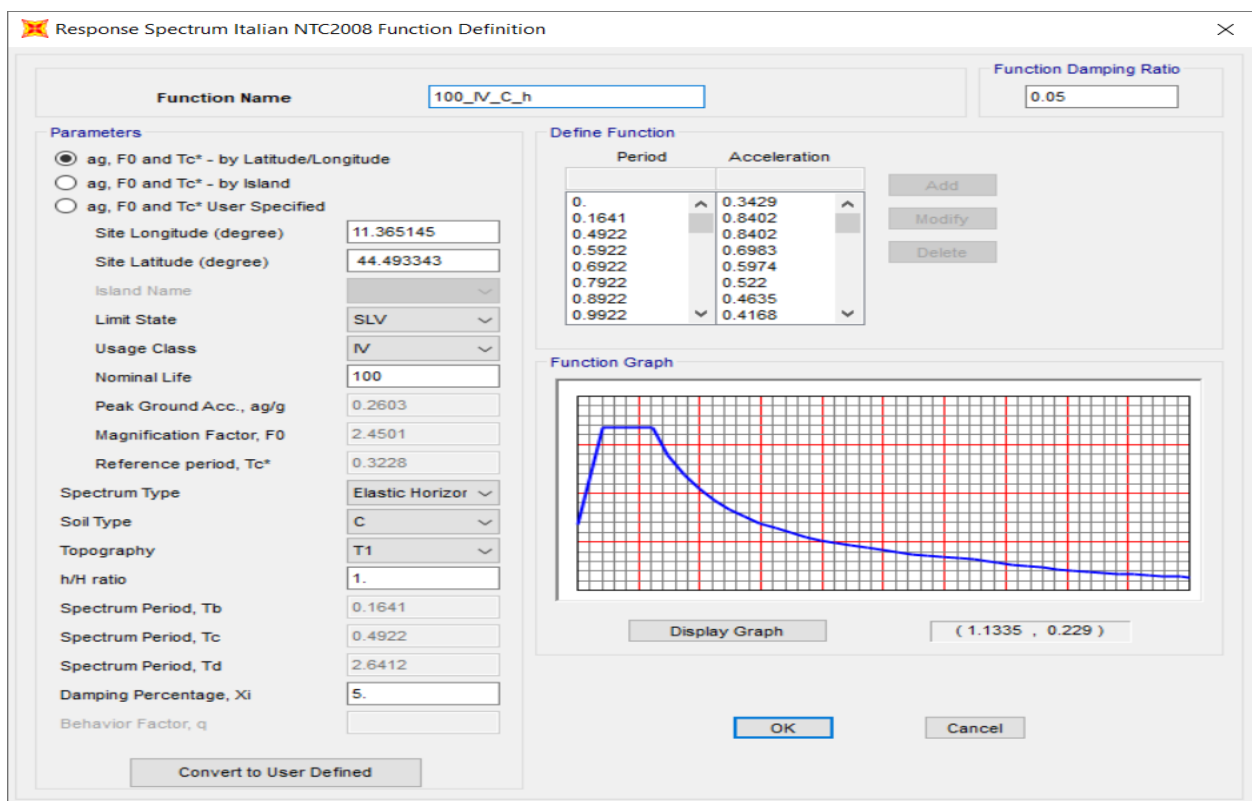


Figura 13: Spettro di risposta componente orizzontale

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:

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

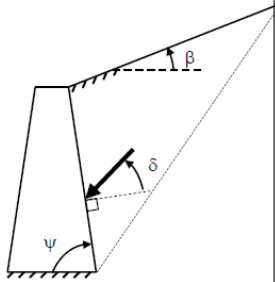
Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo E_{wd} è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

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)



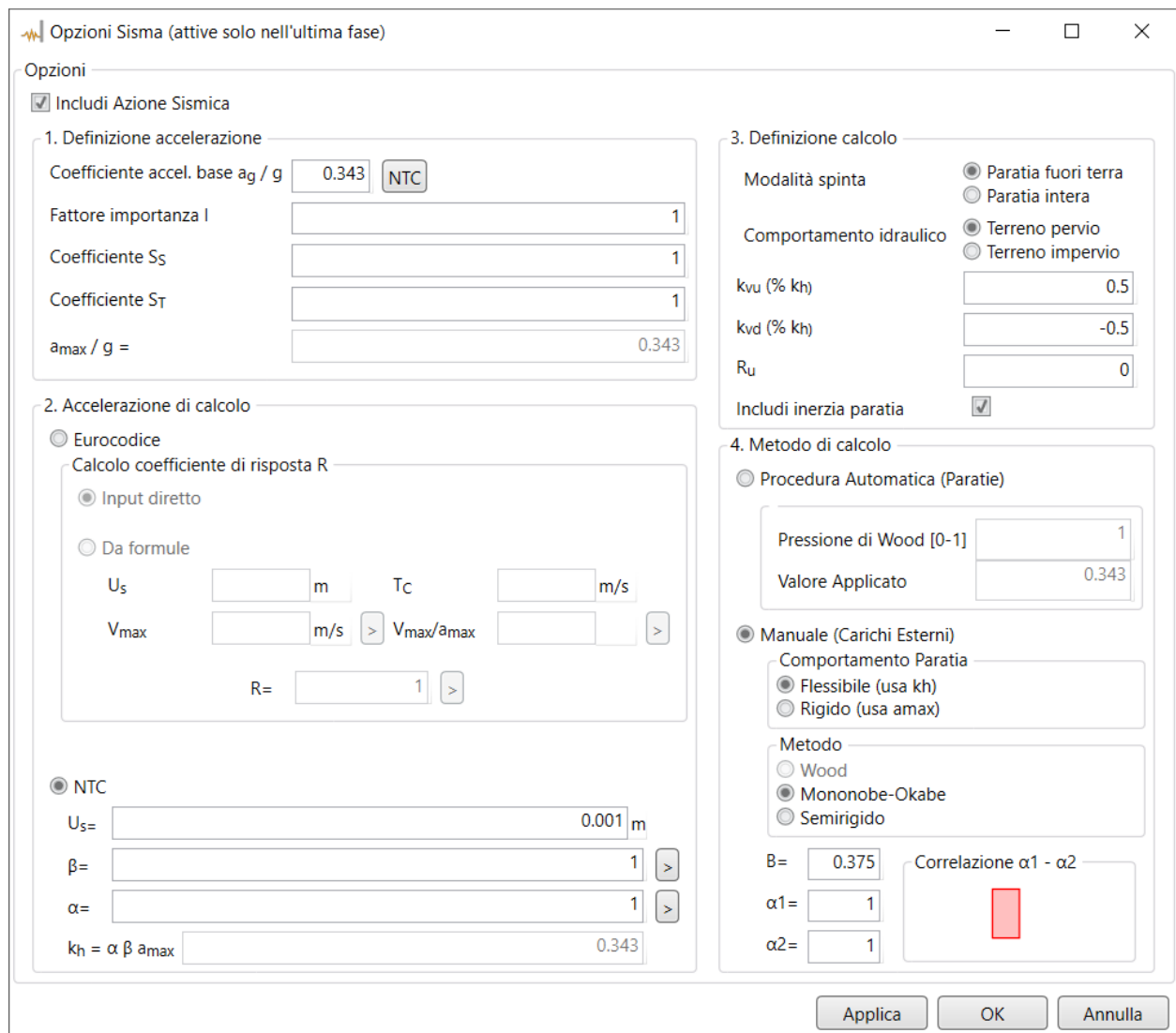
Per quanto sopra, applicando i metodi pseudostatici del paragrafo 7.11.6.3.1 della NTC 2018, l'azione sismica viene definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo le cui componenti orizzontale e verticale risultano:

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

$$a_v = 0$$

I coefficienti α (diagramma 7.11.2 - NTC 2018) e β (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 ₁		G ₂		Q _k		tan φ'	c'	c _u	γ _t -γ _w
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:

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

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

A_{sw}	area armatura trasversale
s	passo armatura trasversale
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave
ϑ	angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$)
α_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 $\sigma_s < 0,80 f_{yk}$.

6.4.4 Verifiche dei tiranti

Devono essere confrontate:

- La massima azione di progetto P_d , determinata valutando i possibili stati limite (SLE, SLU) e relativi coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I. del paragrafo 6.6 delle NTC2018
- la resistenza di progetto R_{ad} , determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i fattori parziali γ_R riportati nella Tab. 6.6.I. delle NTC2018
- Inoltre nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio sia sempre minore della resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero.

Per il tirante si definiscono allo scopo le seguenti entità:

- n = numero di trefoli
- A = area sezione trefolo
- $p\%$ = perdite totali di tensione (rilassamento+attrito)
- S_{es} = tasso nominale di esercizio = $0,8 f_{p(1)k}$
- T_b = tiro di bloccaggio
- T_{nom} = tiro di esercizio nominale = $n \cdot A \cdot S_{es}$
- T_e = tiro di esercizio ammissibile = $b \cdot T_{nom} = n \cdot b \cdot A \cdot S_{es}$
- T_0 = $T_b (1-p\%)$ = tiro iniziale di calcolo a T_e
- T_{max} = tiro massimo di calcolo $> T_0$
- T_c = tiro di collaudo = $c \cdot T_{max}$

Ogni trefolo utilizzato per la realizzazione dei tiranti deve rispettare le seguenti prescrizioni:

- è costituito da 7 fili in acciaio armonico con:
 - $f_{p(1)k} > 1670$ MPa
 - $S_{es} = 1336$ MPa
 - Area $A=139$ mm², avendo con $\varnothing = 0,6'' = 15,2$ mm
- è stabilizzato, con $p\% = 0,07$
- $a = 0,8$
- $b = 0,9$ (AICAP 93 per tiranti nel terreno)
- $c = 1,2$ (AICAP 93 per tiranti nel terreno, da mantenere in opera)
- $T_{nom} = n \cdot 18,57$ ton
- $T_e = n \cdot 16,71$ ton (da ridurre cautelativamente a $n \cdot 15,0$ ton)
- $T_0 = n \cdot 15,0 \cdot 0,8 = n \cdot 12,0$ ton
- $T_b = n \cdot 15,0 \cdot 0,8 / (1 - 0,07) = n \cdot 15,0 \cdot 0,86 = n \cdot 12,9$ ton

La verifica di resistenza a trazione è condotta sia nei confronti dello SLE che dello SLU.

6.4.4.1 Verifica SLE

Il valore massimo del tiro $T_{max,SLE}$, ottenuto con l'analisi "A", deve risultare minore del tiro di esercizio T_e :

$$T_{max,SLE} < T_e$$

$T_e = 0,9 \cdot 0,8 \cdot f_{p(1)k} \cdot n \cdot A$ a favore di sicurezza si assume $T_e = n \cdot 150$ kN

con:

$f_{p(1)k} = 1670$ MPa

$n =$ numero trefoli

$A = 139$ mm² (area singolo trefolo)

6.4.4.2 Verifica SLU

Nel rispetto della gerarchia delle resistenze si è verificato che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero R_{pd} sia maggiore della resistenza a sfilamento (bulbo terreno) della fondazione dell'ancoraggio R_{ad} . Deve quindi risultare:

$$R_{pd} > R_{ad1} > P_d$$

con:

$R_{pd} = f_{p(1)k} \cdot n \cdot A / \gamma_s = n \cdot 202$ kN ($\gamma_s = 1,15$)

$R_{ad} =$ resistenza a sfilamento della fondazione, pari al minimo tra:

$R_{ak1} / FS_1 = \tau_1 \cdot (\pi \cdot D_1 \cdot L_1) / FS_1 = \tau_1 \cdot (\pi \cdot D_1 \cdot L_1) / 2$ sfilamento tra bulbo e terreno

$R_{ak2} / FS_2 = \tau_2 \cdot (\pi \cdot D_2 \cdot L_2) / FS_2 = 1200 \cdot (\pi \cdot D_2 \cdot L_2) / 1,3$ sfilamento tra malta e trefoli

$\tau_1 =$ assunto minore di 150 kPa per $\beta < 10^\circ$ e $z < 9$ m

= assunto minore di 230 kPa per $\beta > 10^\circ$ e $z < 12$ m

= assunto minore di 250 kPa per $\beta > 10^\circ$ e $z < 13$ m

= in via cautelativa, assunto non maggiore di 250 kPa per $\beta > 10^\circ$ e $z > 13$ m

$P_d =$ massima azione di progetto considerando tutti i possibili stati limite ultimi e di esercizio

$D_1 = \alpha \cdot D_p$ con $\alpha = 1,7$ e D_p diametro di perforazione pari a 180 mm (per tutti i tiranti)

$D_2 = \beta \cdot \phi$

$\phi =$ diametro di un trefolo = 15.2mm

$\beta =$ coefficiente funzione del numero di trefoli del tirante

$D_2 =$ diametro equivalente all'insieme di trefoli

N° trefoli da 0.6"=15.2mm per tirante	β	D2 (mm)
2	2.00	30.40
3	2.15	32.68
4	2.70	41.04
5,6,7	3.00	45.60
8	3.60	54.72
9, 10	3.90	59.28

7 GALLERIA ARTIFICIALE: 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.

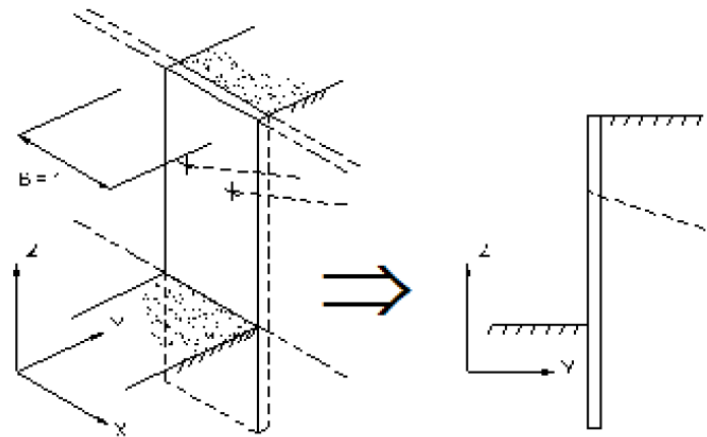
La simulazione numerica utilizzata segue due differenti percorsi:

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.

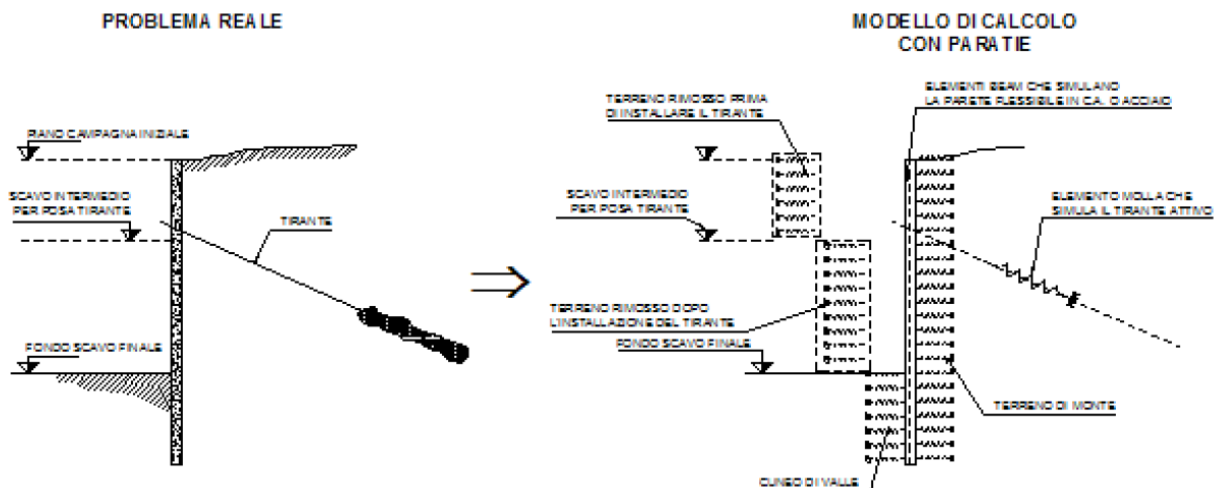
Analisi non lineare secondo un modello “a molle” elasto plastiche” per la parte terreno. La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- 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_s 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):

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

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

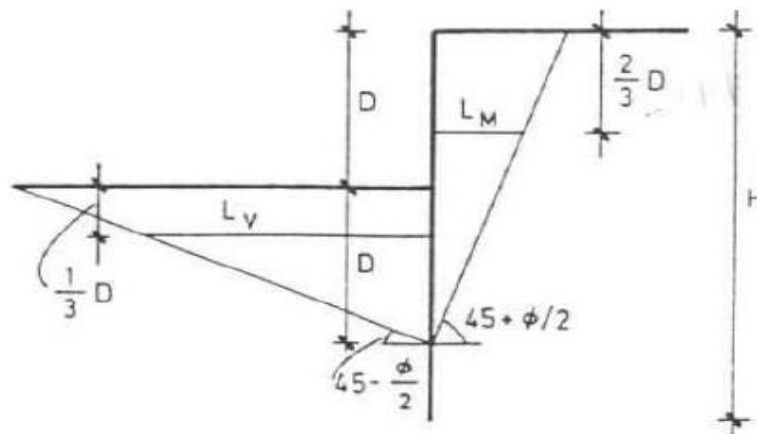
dove

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 rigidezza globale della struttura (matrice di rigidezza assemblata) attraverso l'aggiunta di un contributo pari alla rigidezza 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 rigidezza. 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 (ϕ').

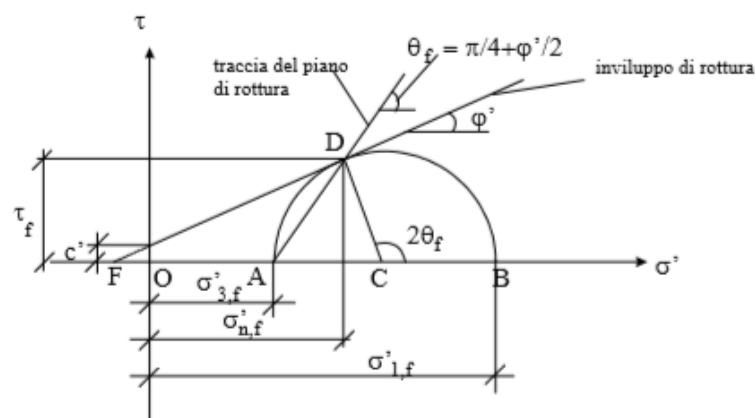


Figura 14: Criterio di Mohr-Coulomb

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

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

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 $0,20 \cdot h$:

$$L_n = h' + d' \text{ con}$$

$$h' = 0,20 \cdot h / \sin(45 + \alpha + \phi/2)$$

$$d' = (h + t - h_i) \cdot \sin(45 - \phi/2) / \sin(45 + \alpha + \phi/2)$$

dove:

h è l'altezza fuori scavo della paratia

t è l'infissione della paratia

h_i è la profondità del tirante

φ angolo d'attrito del terreno

α inclinazione del tirante

7.3 METODOLOGIA D'INTERVENTO E FASI OPERATIVE

Per la realizzazione degli scavi si impiegheranno paratie di diaframmi in calcestruzzo 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)
- Getto del solettone di copertura e scavo con tecnologia "top-down";
- 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;
- 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 1

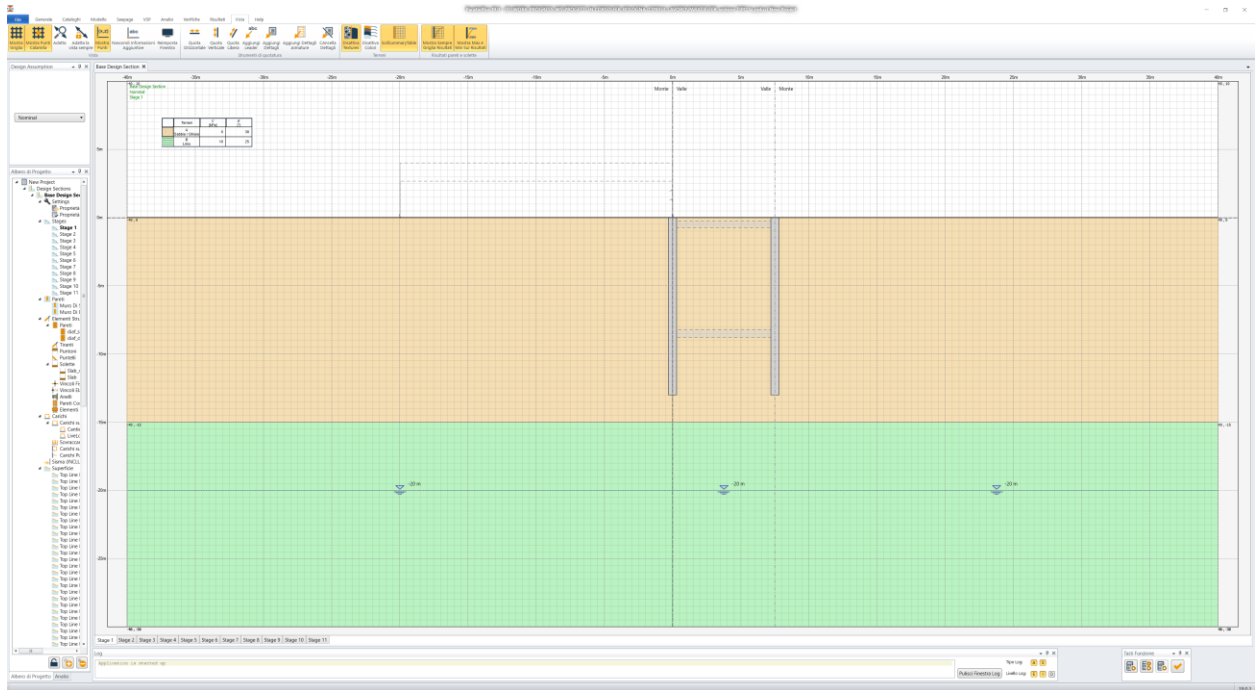


Figura 15: condizione geostatica

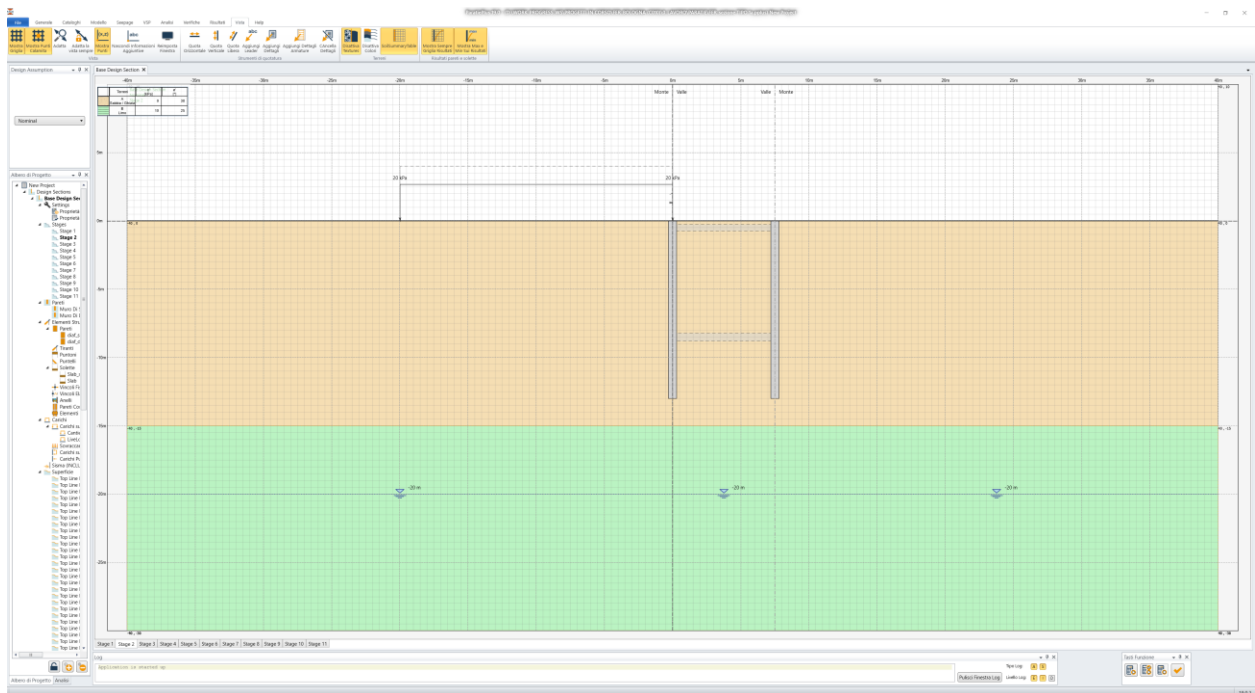


Figura 16: realizzazione dei diaframmi e applicazione sovraccarico da 20kPa

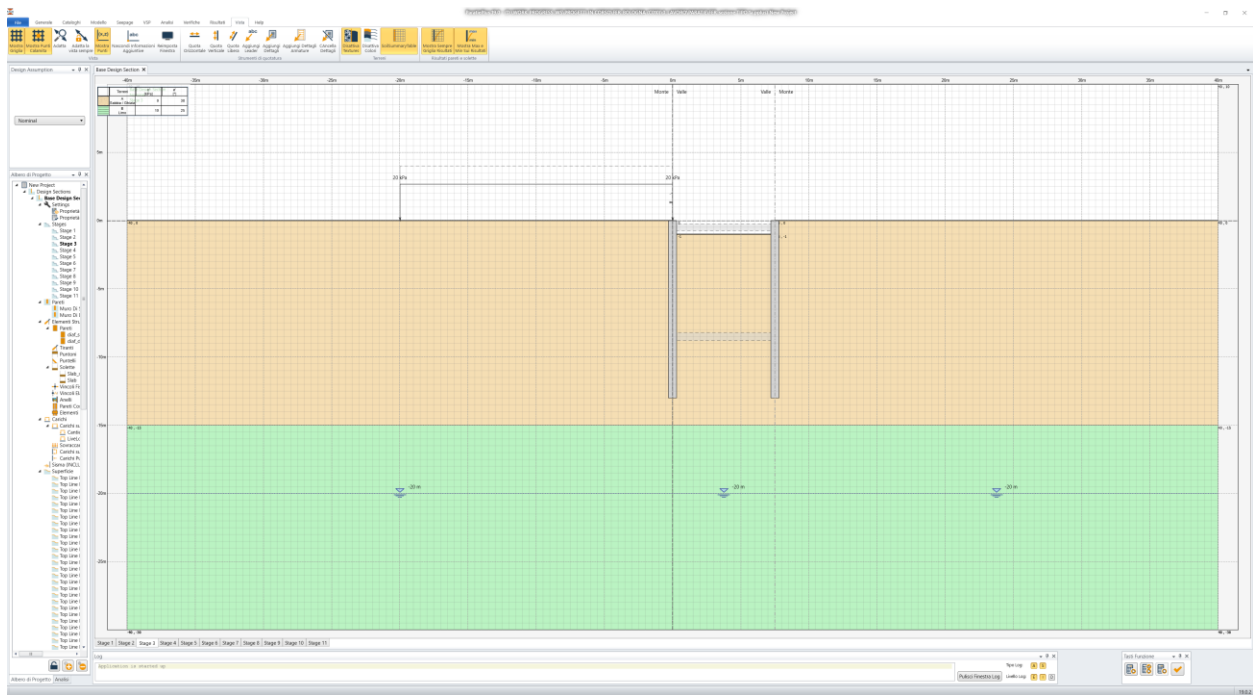


Figura 17: scavo a -1m da p.c.

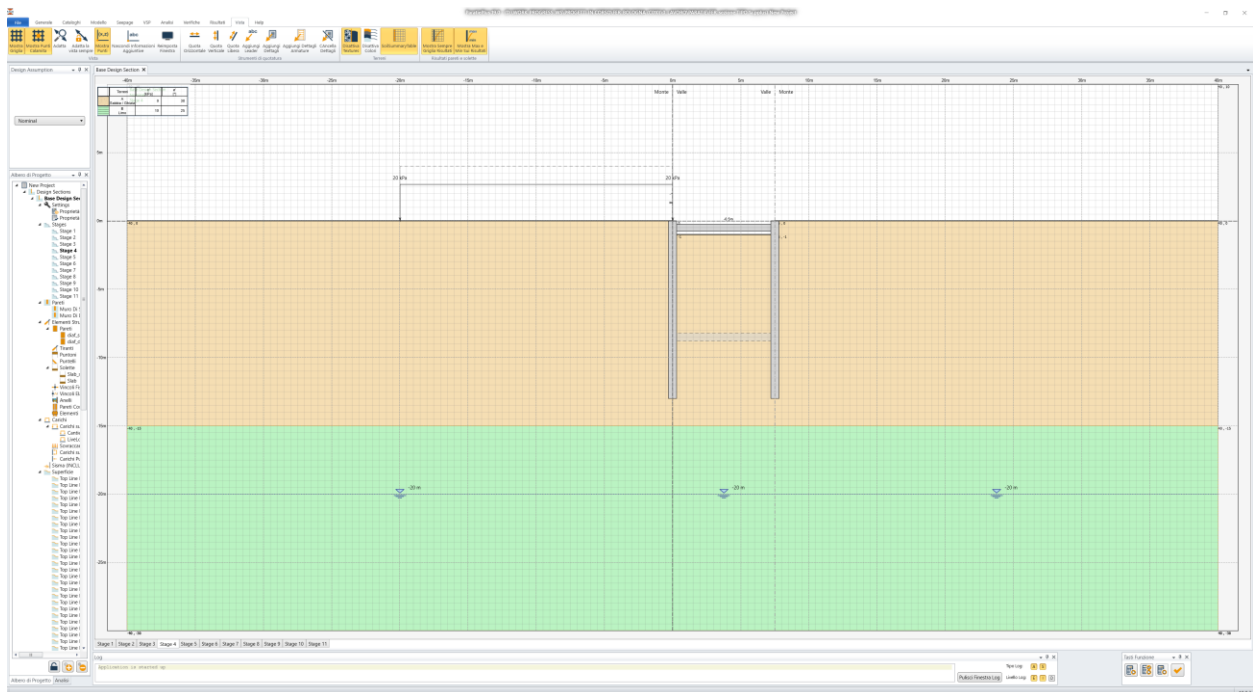


Figura 18: realizzazione del contrasto definitivo in testa paratia (punti in c.a.)

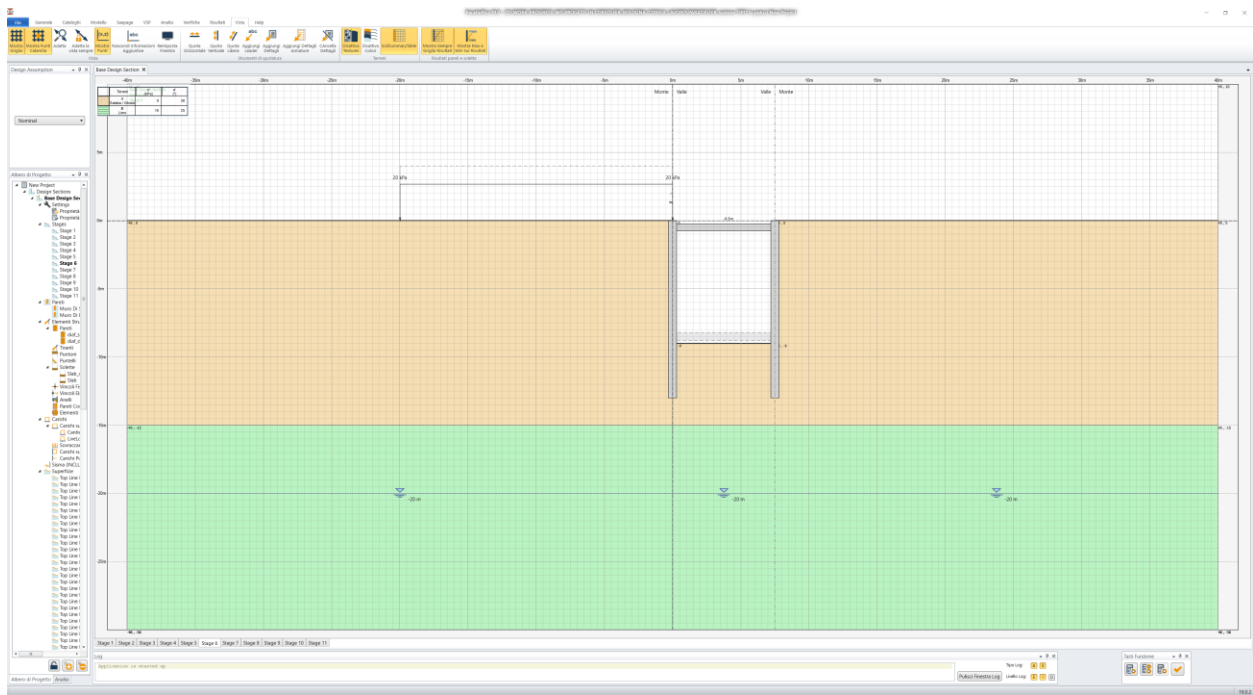


Figura 19: completamento dello scavo fino alla quota di progetto

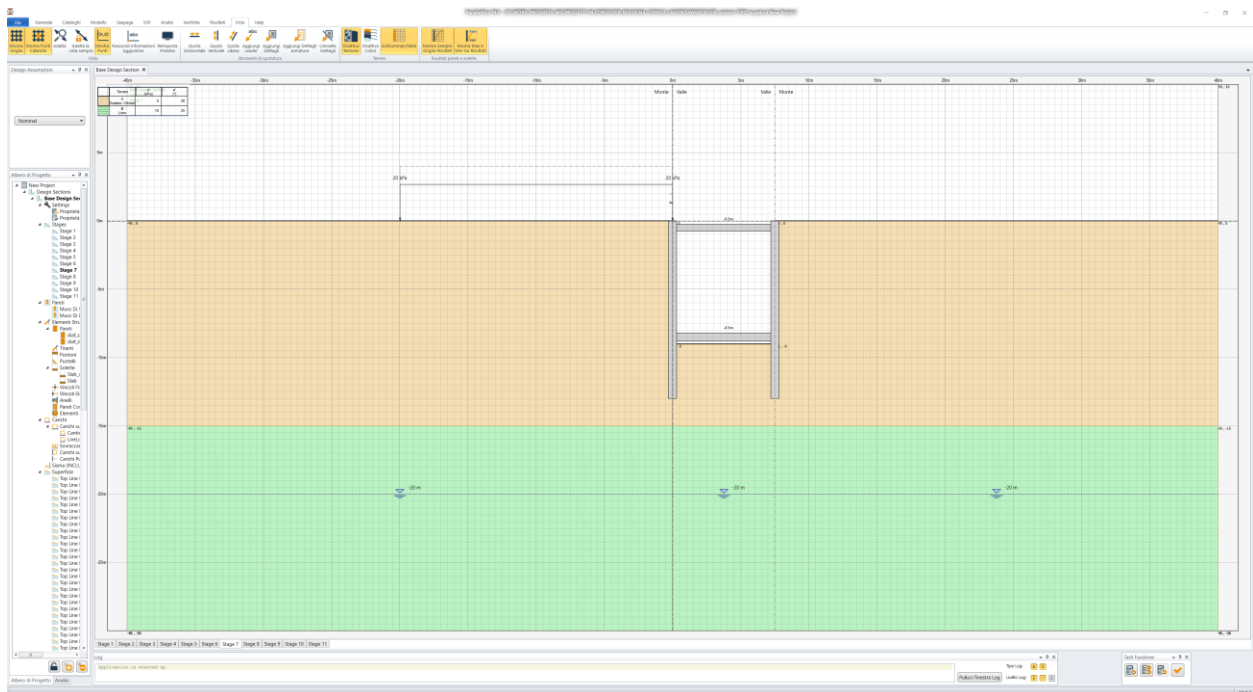


Figura 20: getto della soletta di fondo

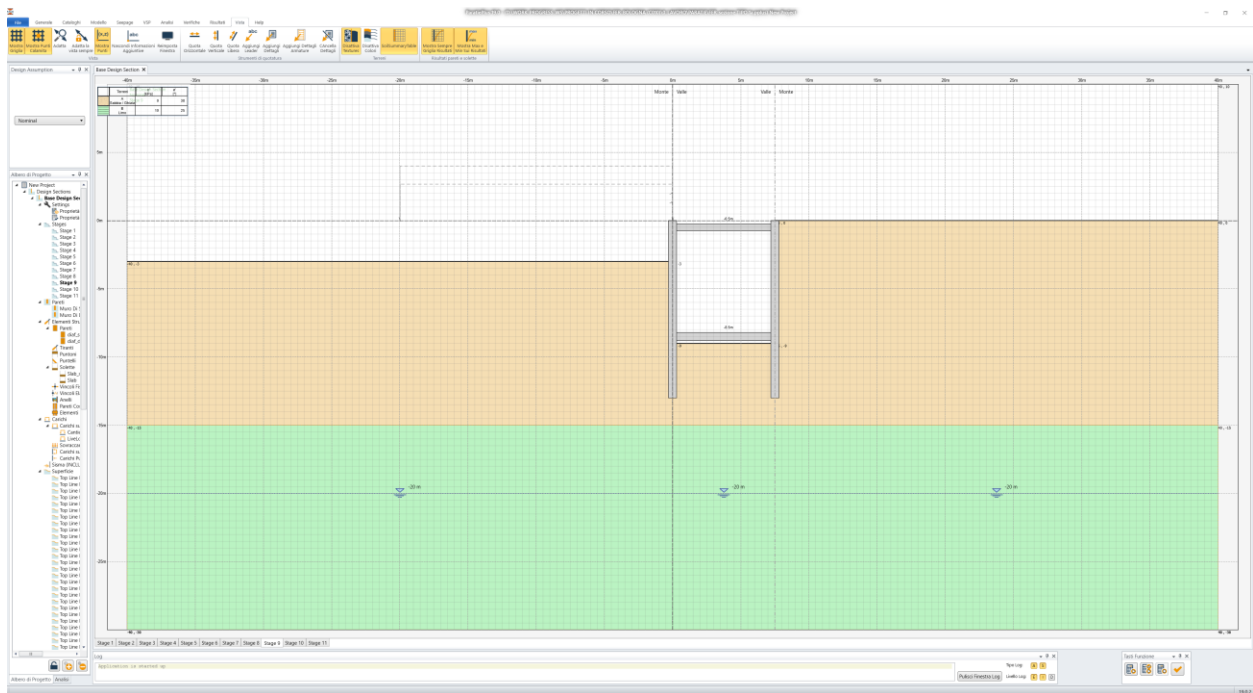


Figura 21: scavo in fregio alla paratia

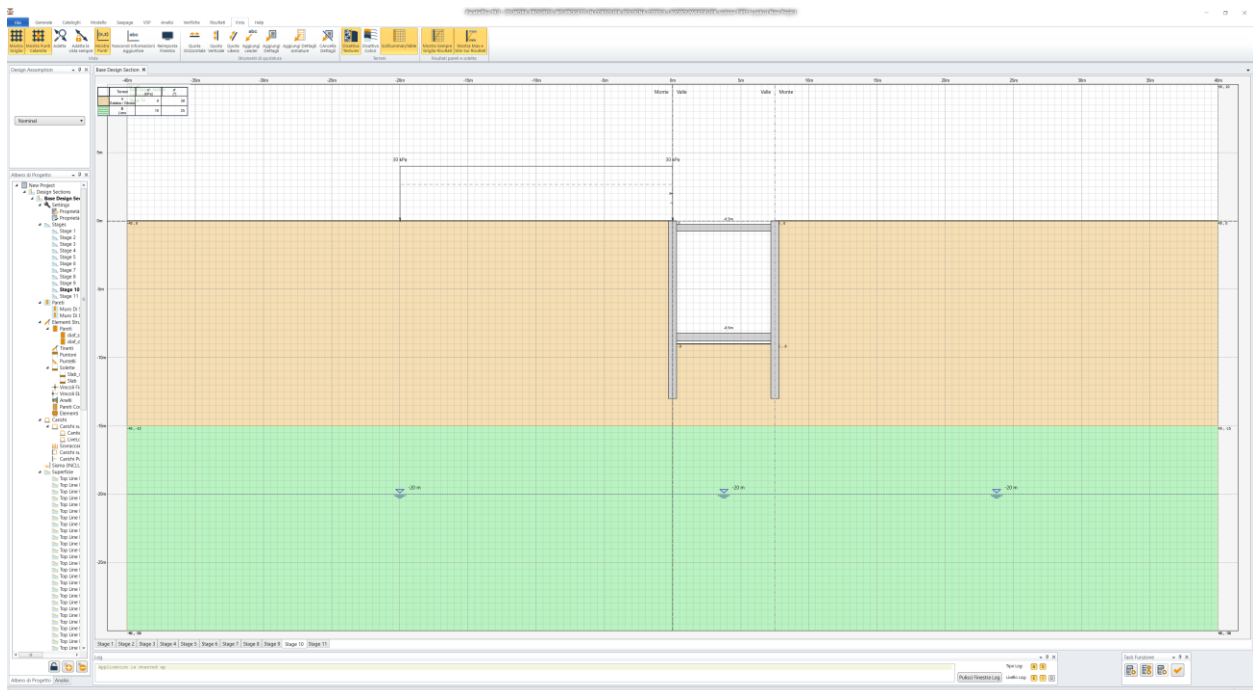


Figura 22: applicazione del carico da traffico a tergo della paratia (30 kPa)

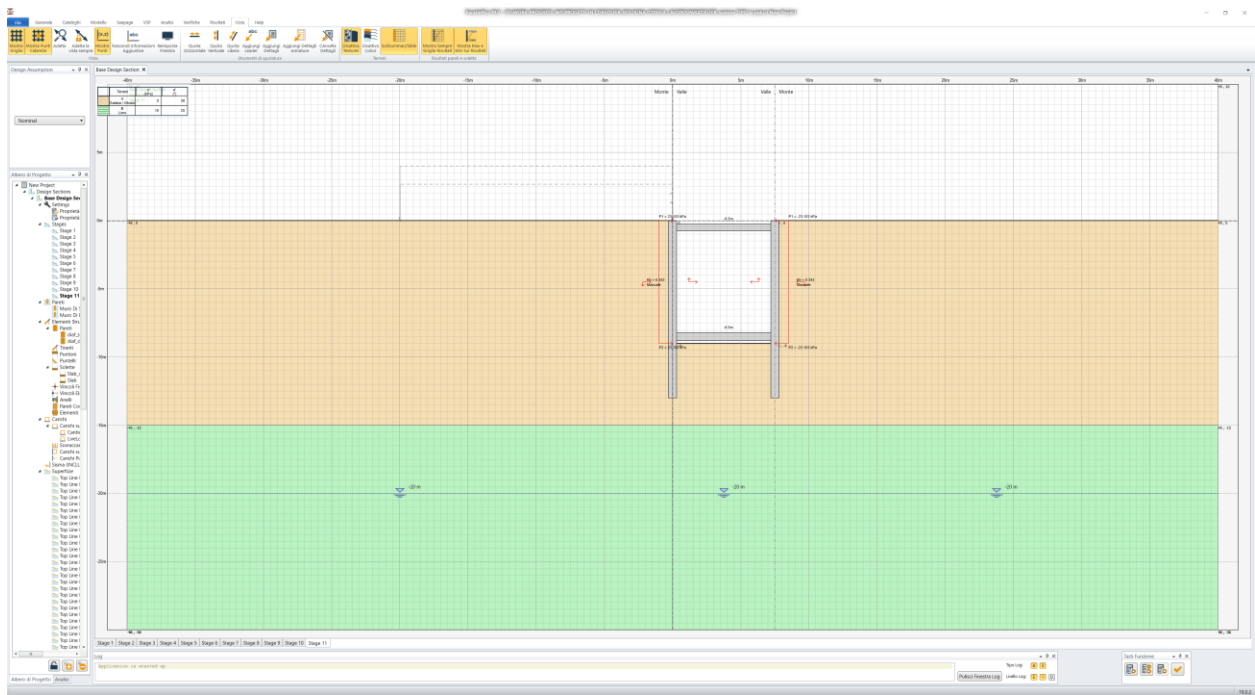


Figura 23: condizione sismica

7.3.2 Sezione TIPO 2

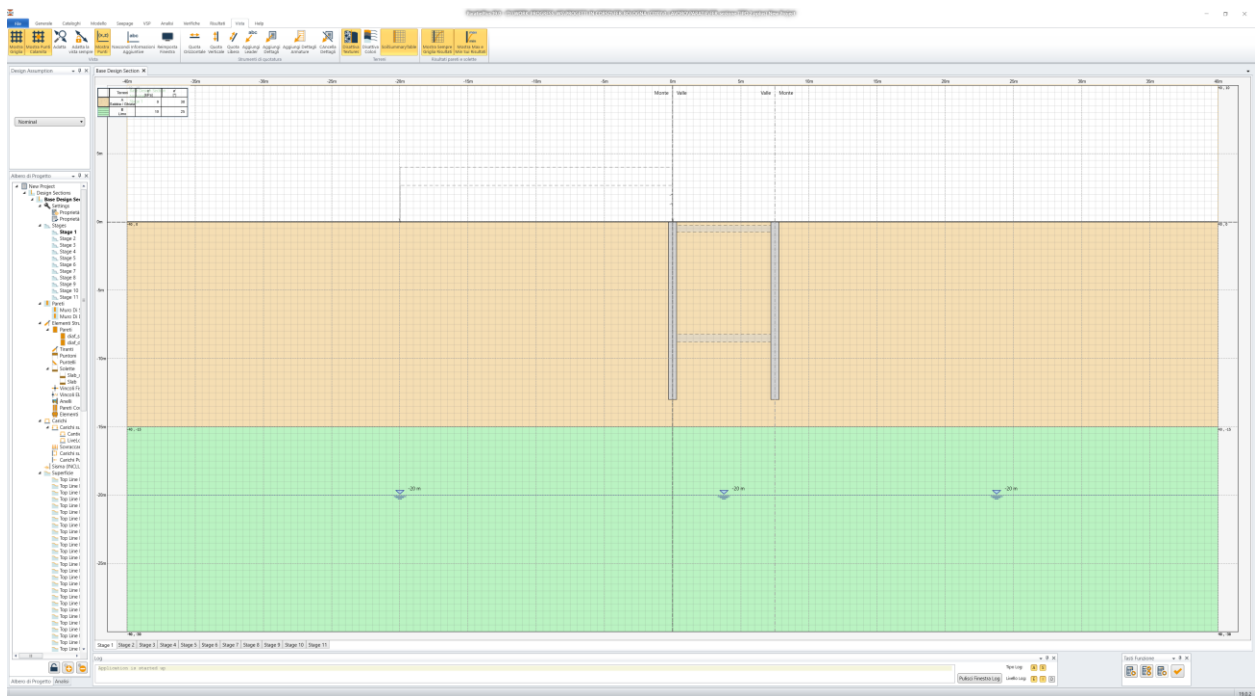


Figura 24: condizione geostatica

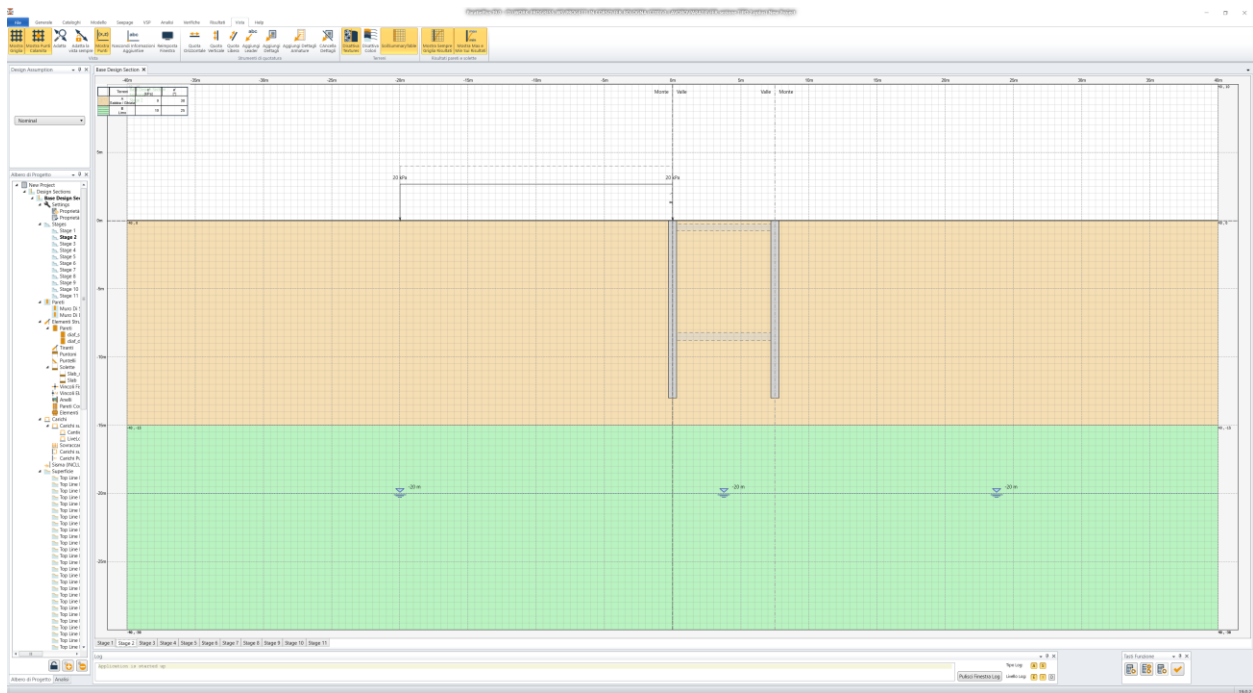


Figura 25: realizzazione dei diaframmi e applicazione sovraccarico da 20kPa

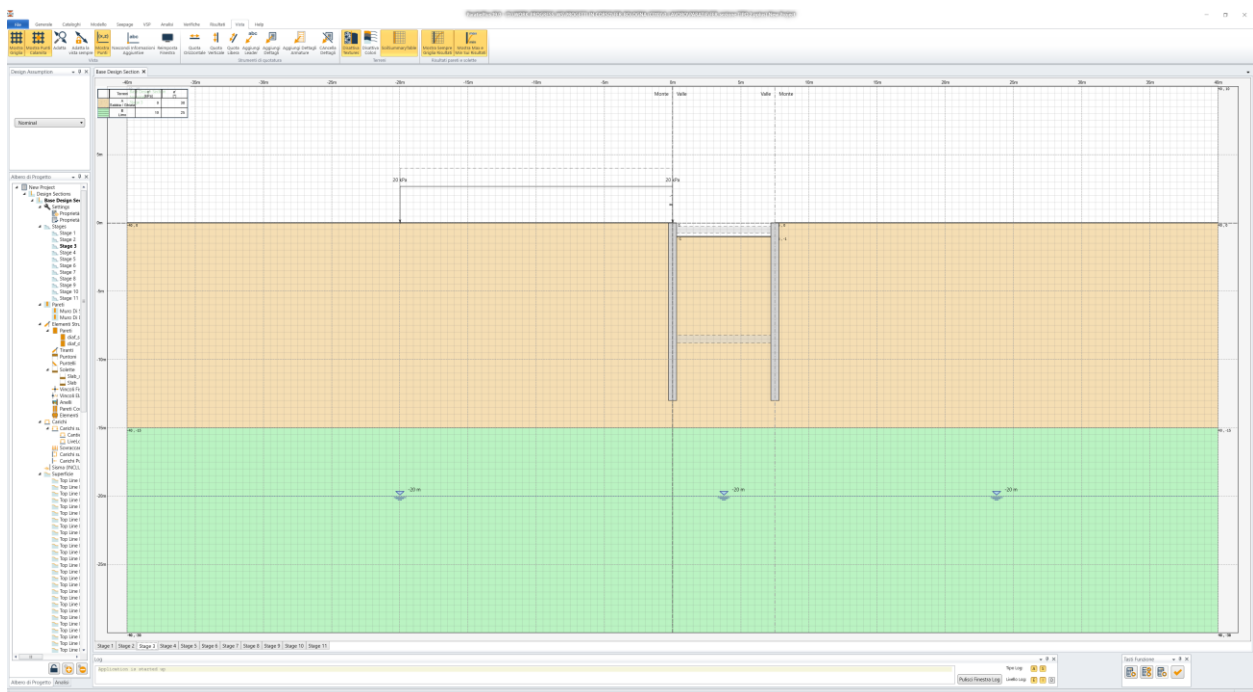


Figura 26: scavo a -1m da p.c.

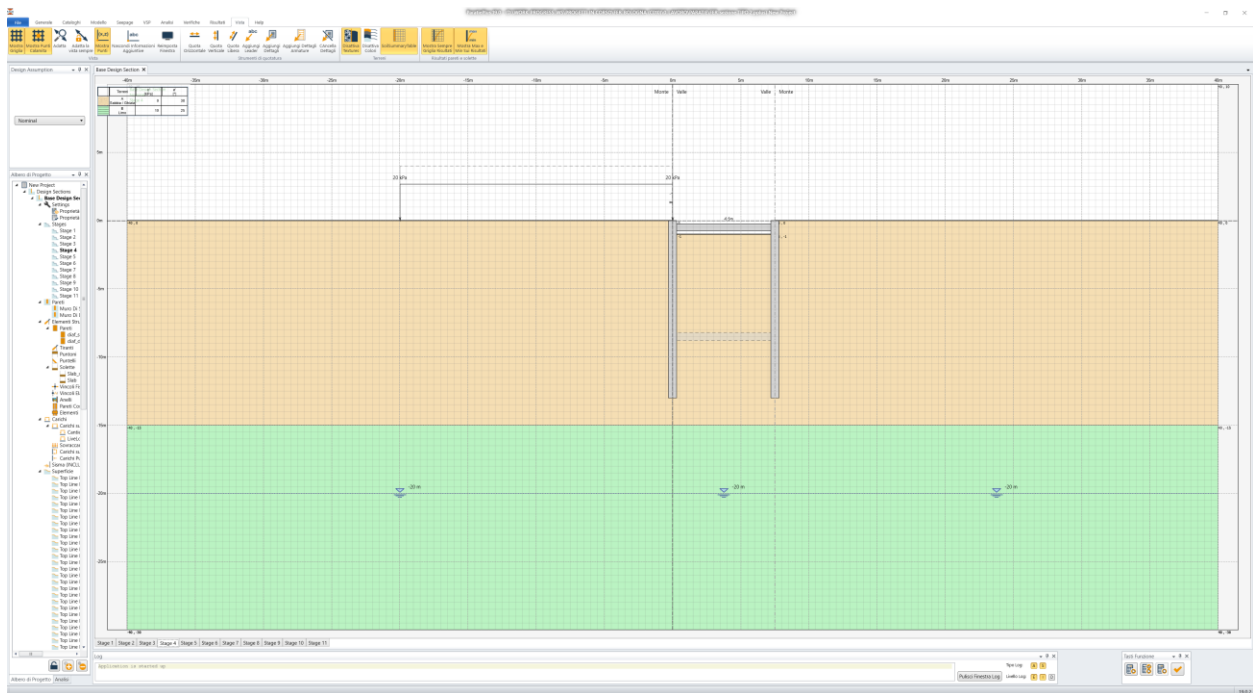


Figura 27: realizzazione del contrasto definitivo in testa paratia (soletta in c.a.)

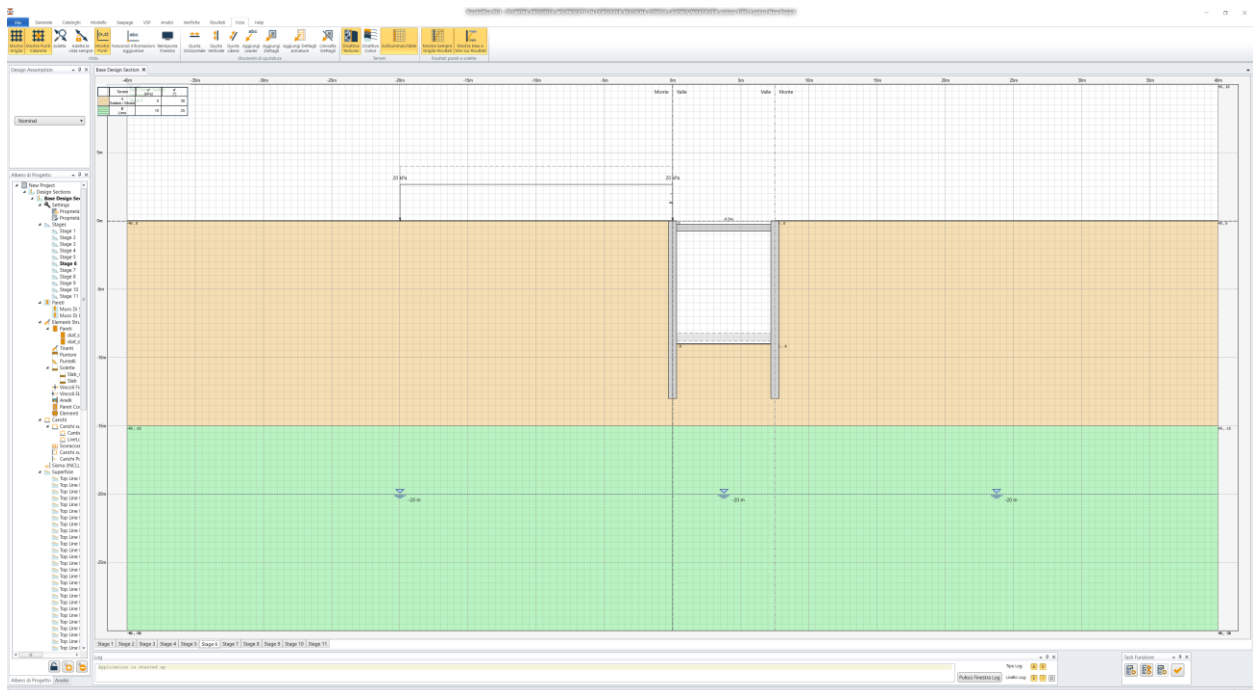


Figura 28: completamento dello scavo fino alla quota di progetto

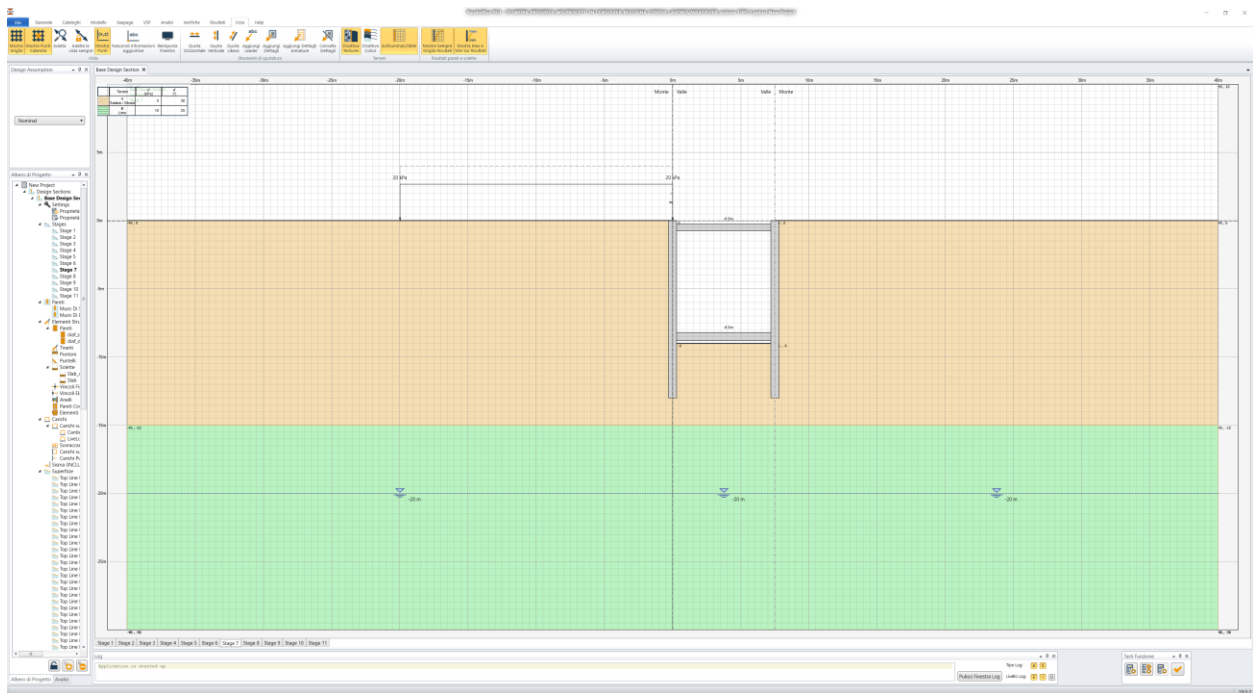


Figura 29: getto della soletta di fondo

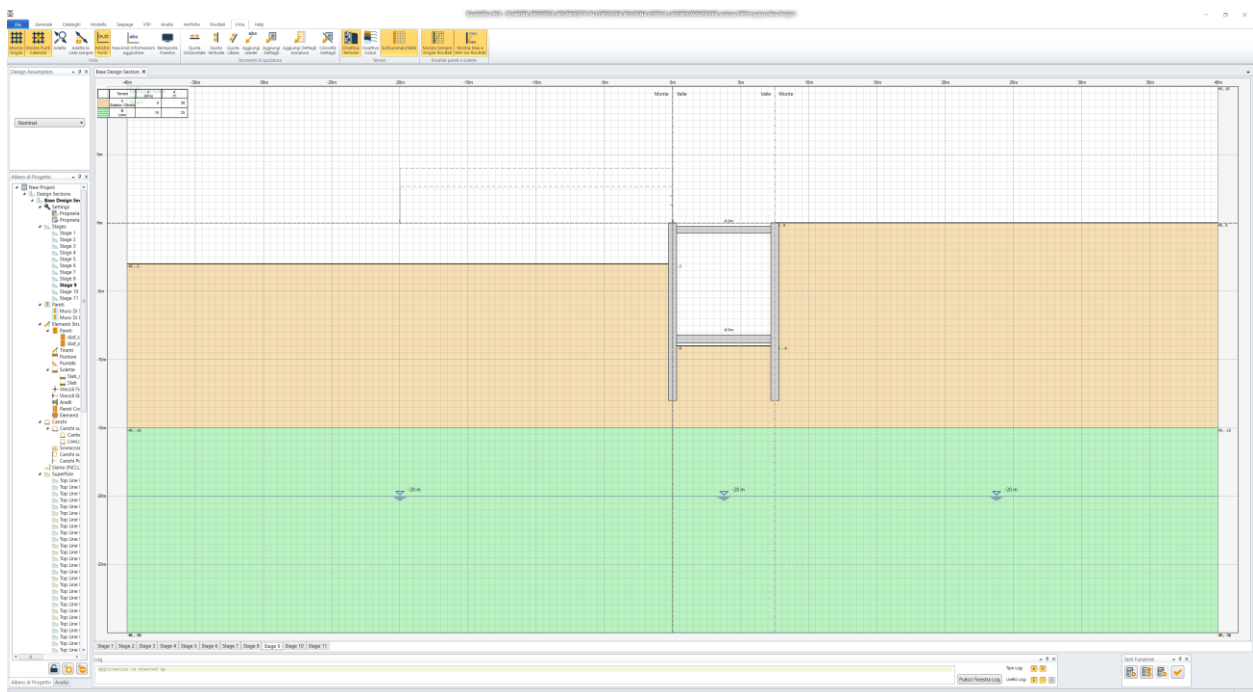


Figura 30: scavo in fregio alla paratia

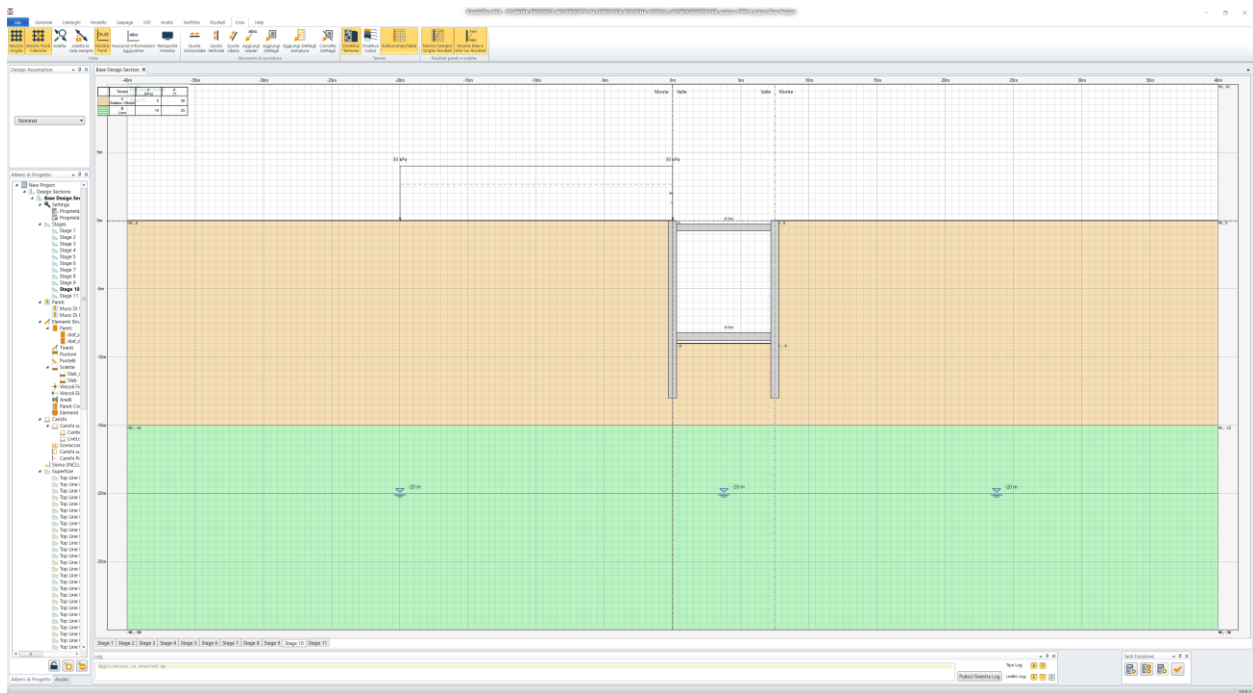


Figura 31: applicazione del carico da traffico a tergo della paratia (30 kPa)

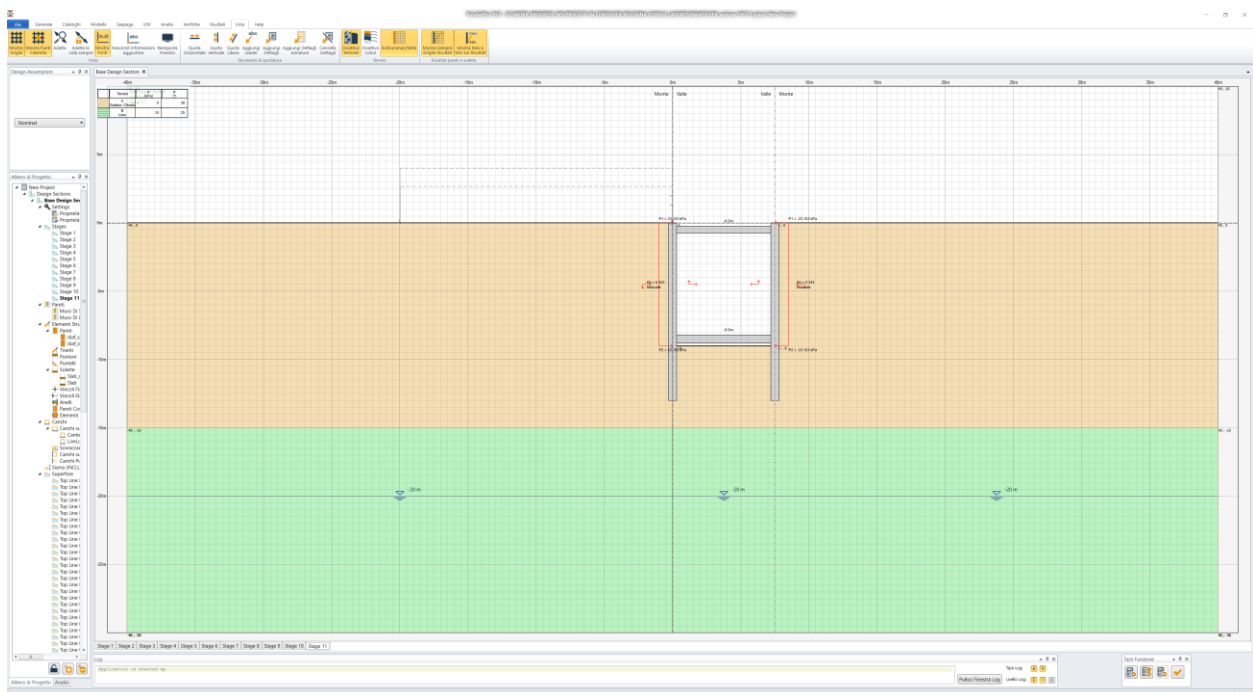


Figura 32: condizione sismica

7.3.3 Sezione TIPO 3

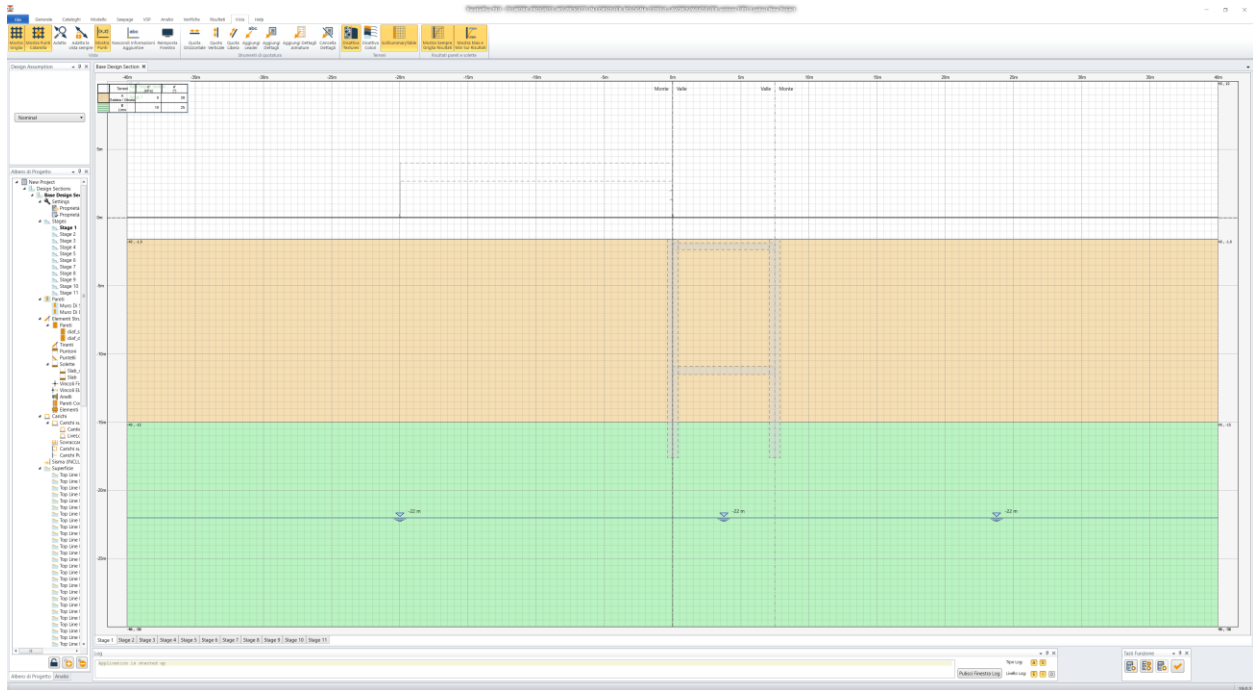


Figura 33: condizione geostatica

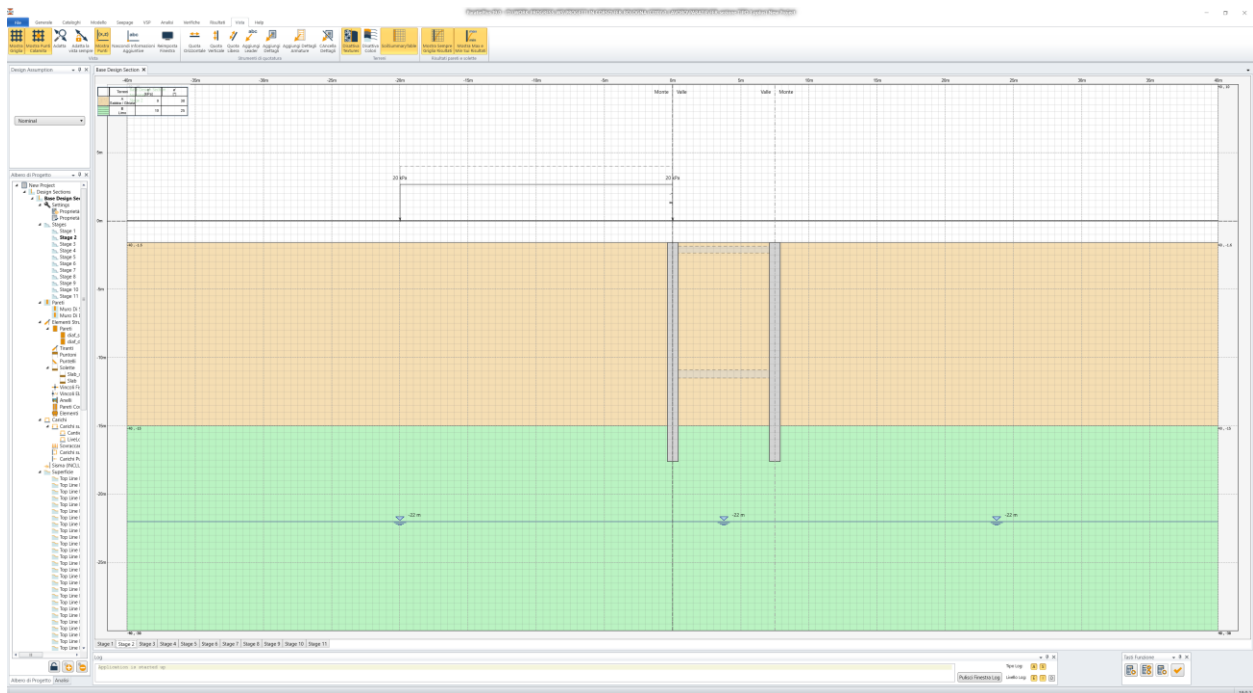


Figura 34: realizzazione dei diaframmi e applicazione sovraccarico da 20kPa

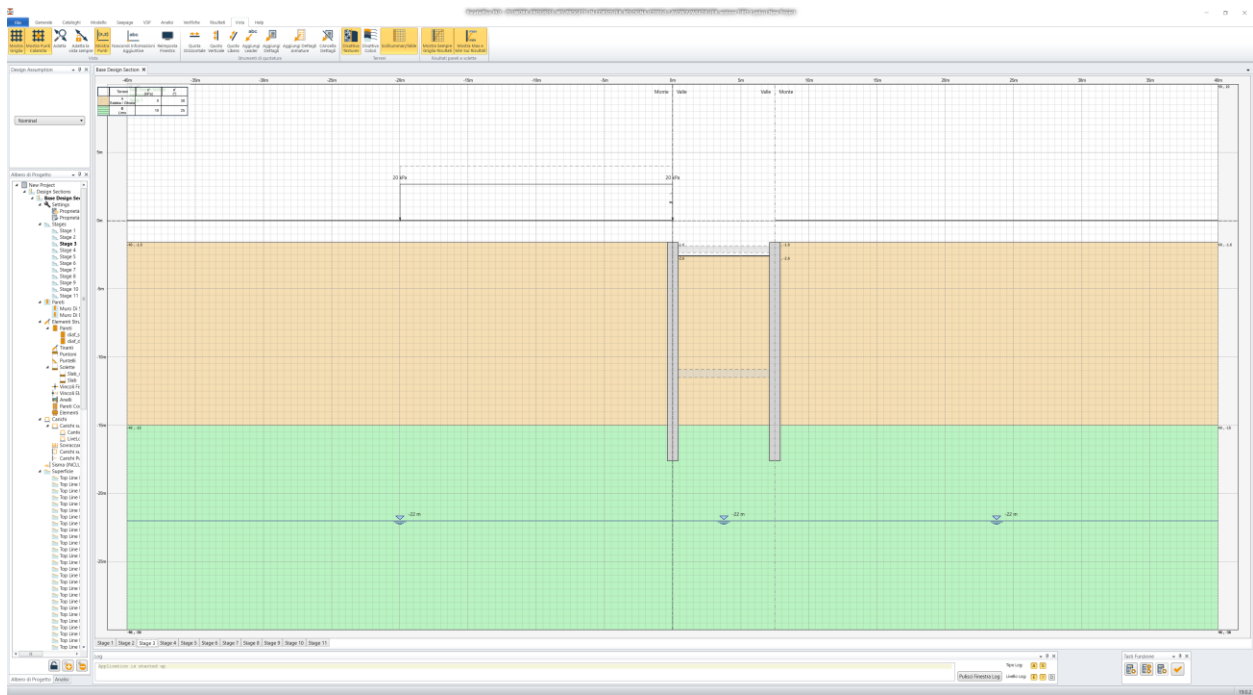


Figura 35: scavo a -2,6m da p.c.

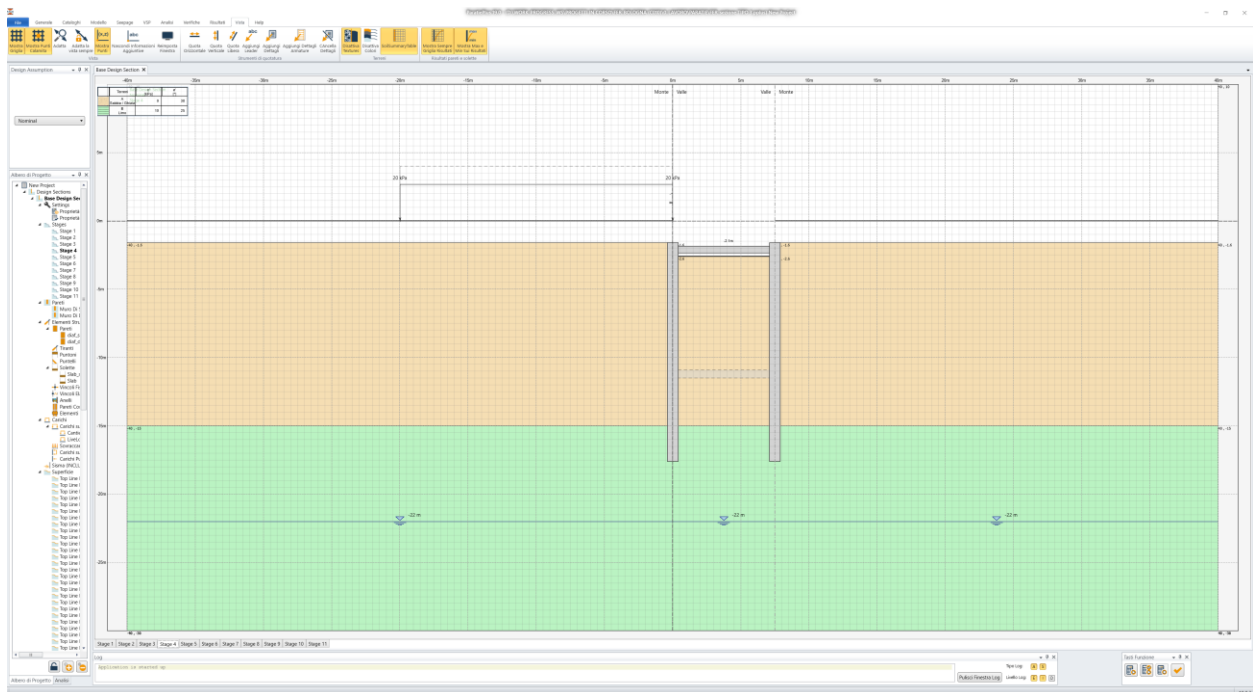


Figura 36: realizzazione del contrasto definitivo in testa paratia (soletta in c.a.)

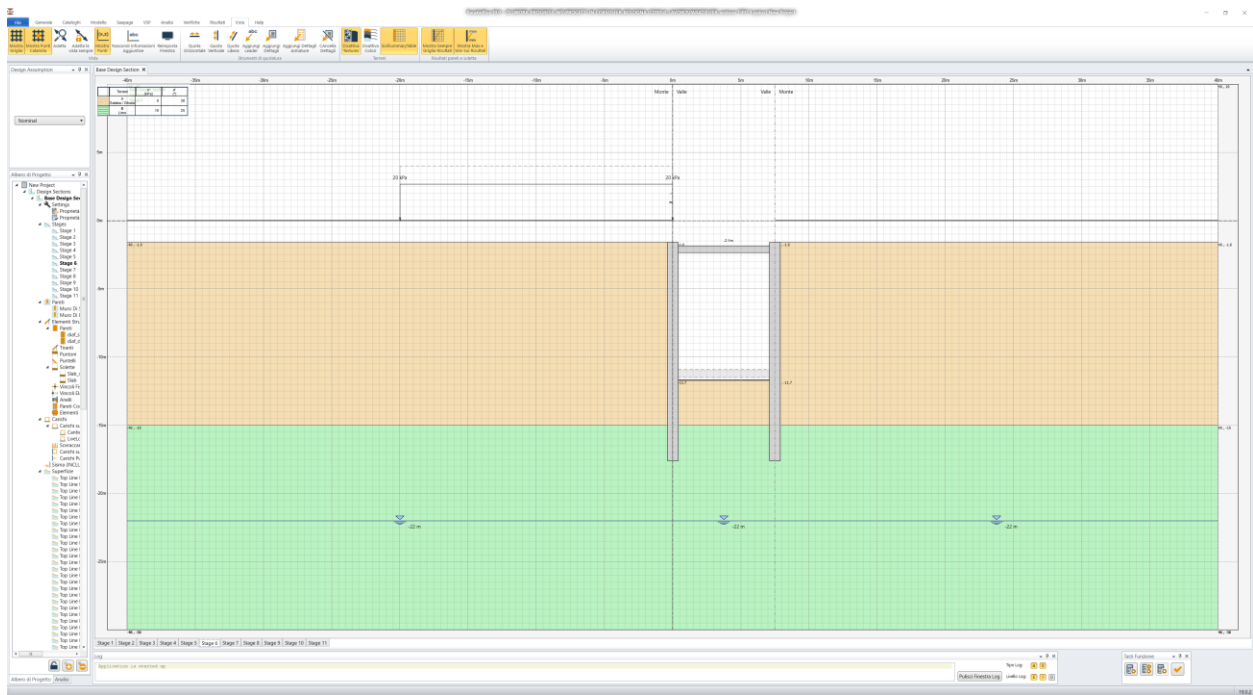


Figura 37: completamento dello scavo fino alla quota di progetto

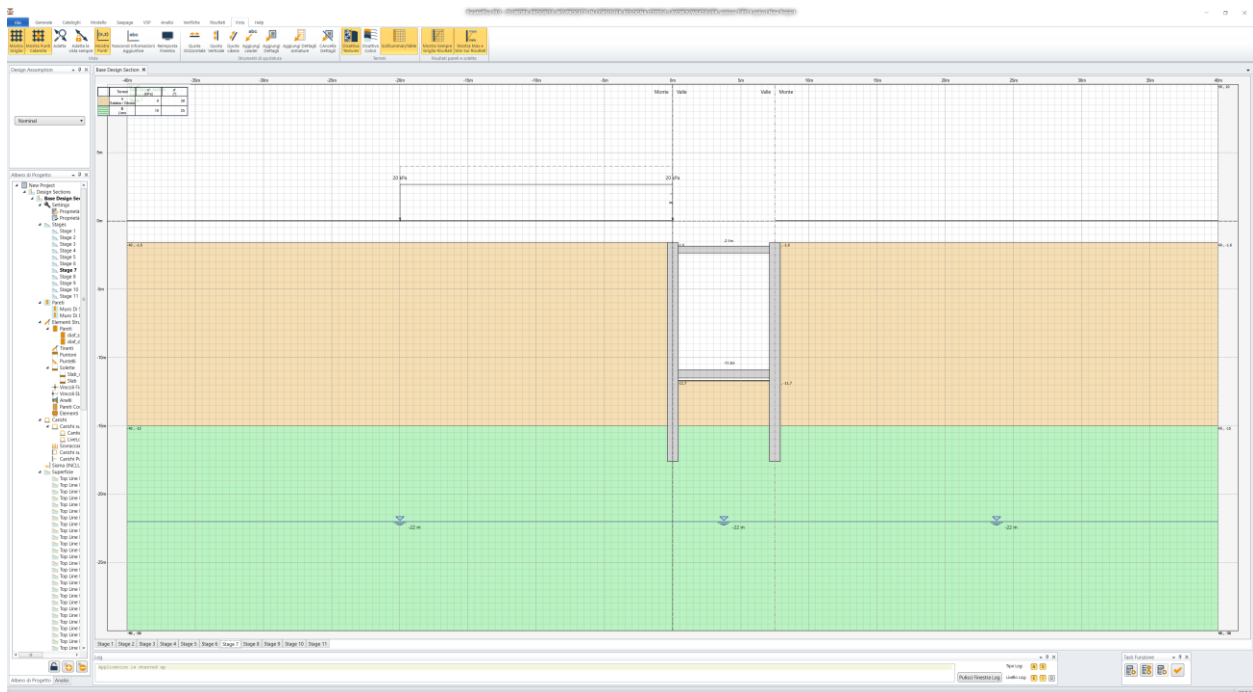


Figura 38: getto della soletta di fondo

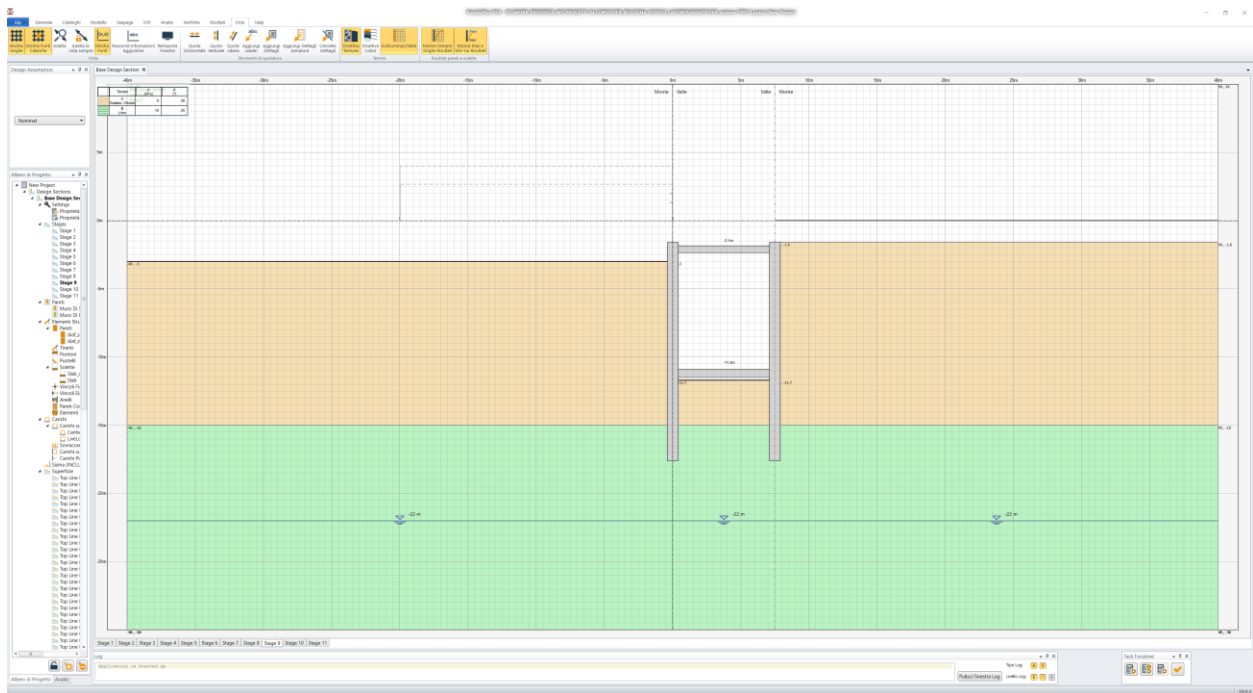


Figura 39: scavo in fregio alla paratia

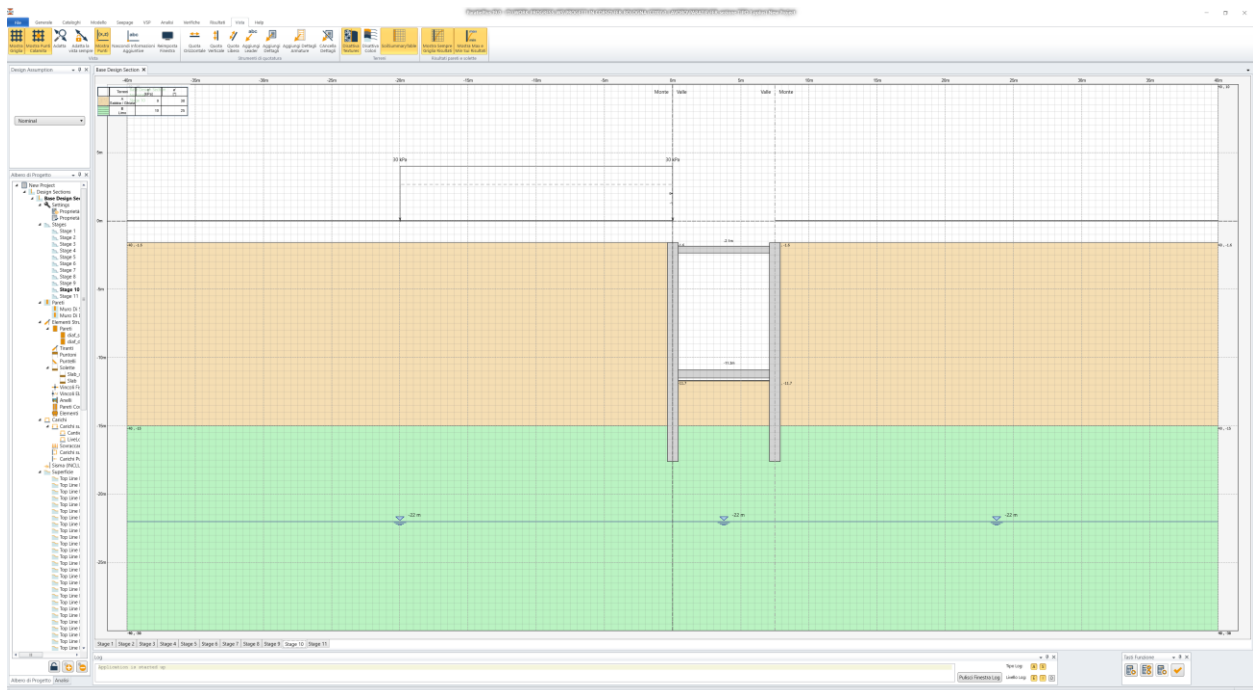


Figura 40: applicazione del carico da traffico a tergo della paratia (30 kPa)

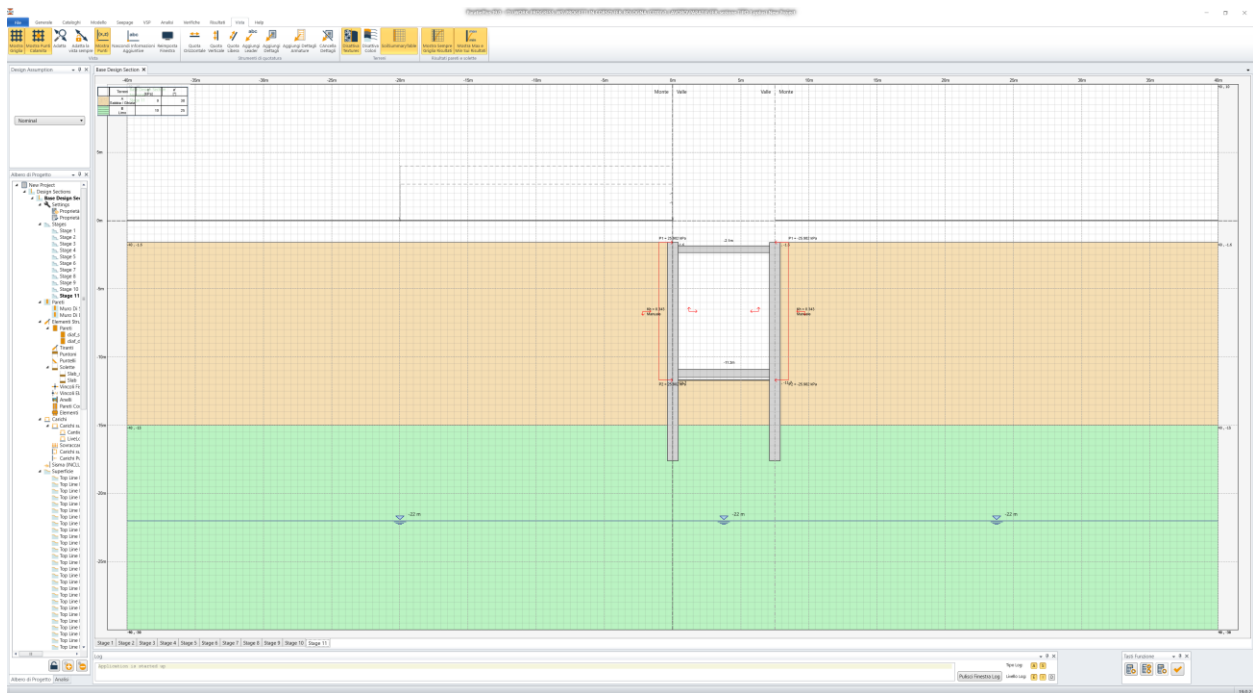


Figura 41: condizione sismica

7.3.4 Sezione TIPO 4

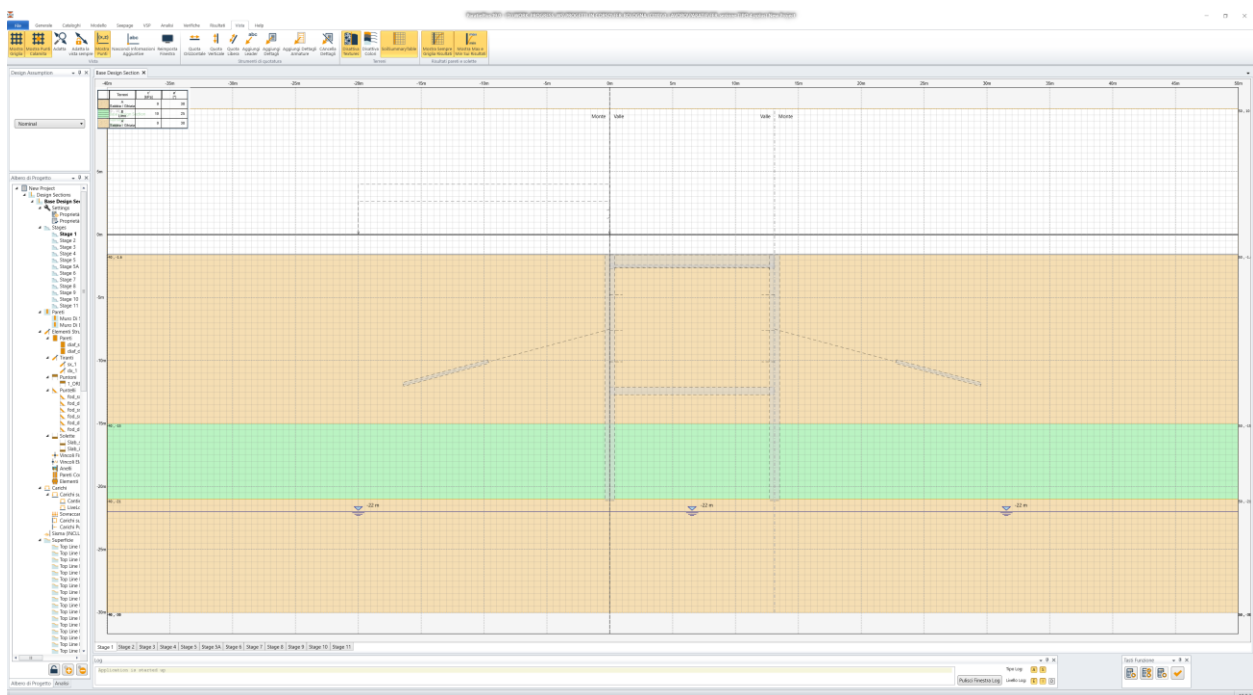


Figura 42: condizione geostatica

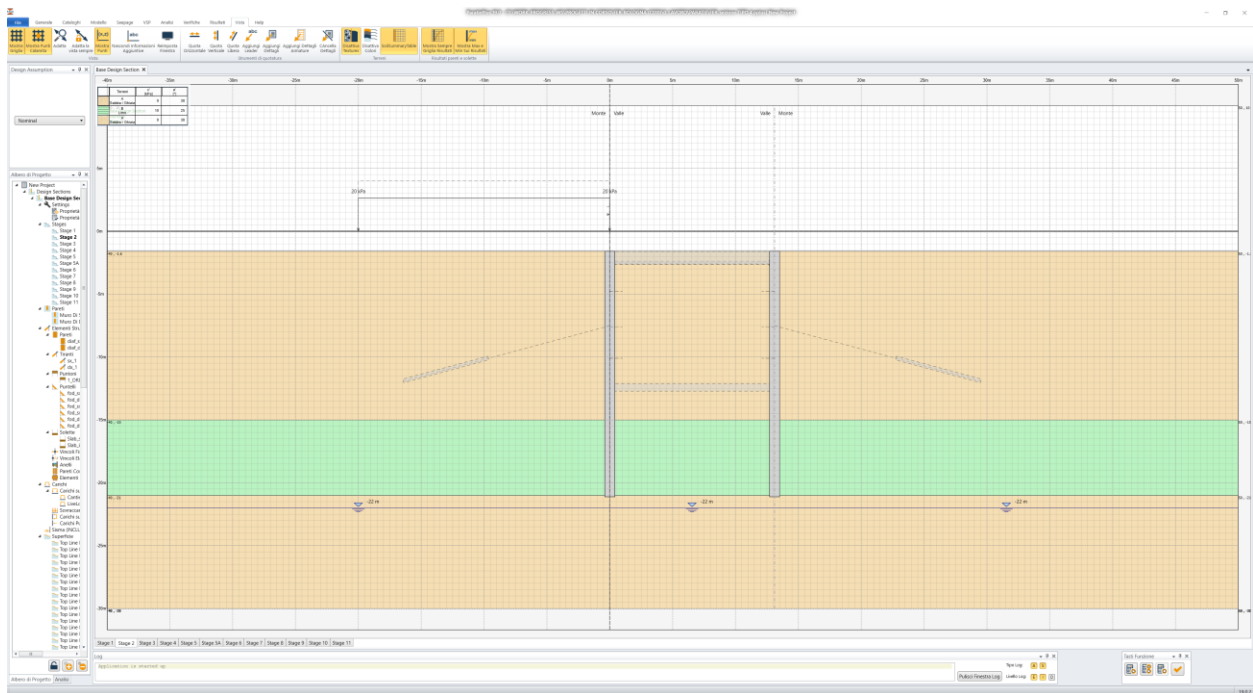


Figura 43: realizzazione dei diaframmi e applicazione sovraccarico da 20kPa

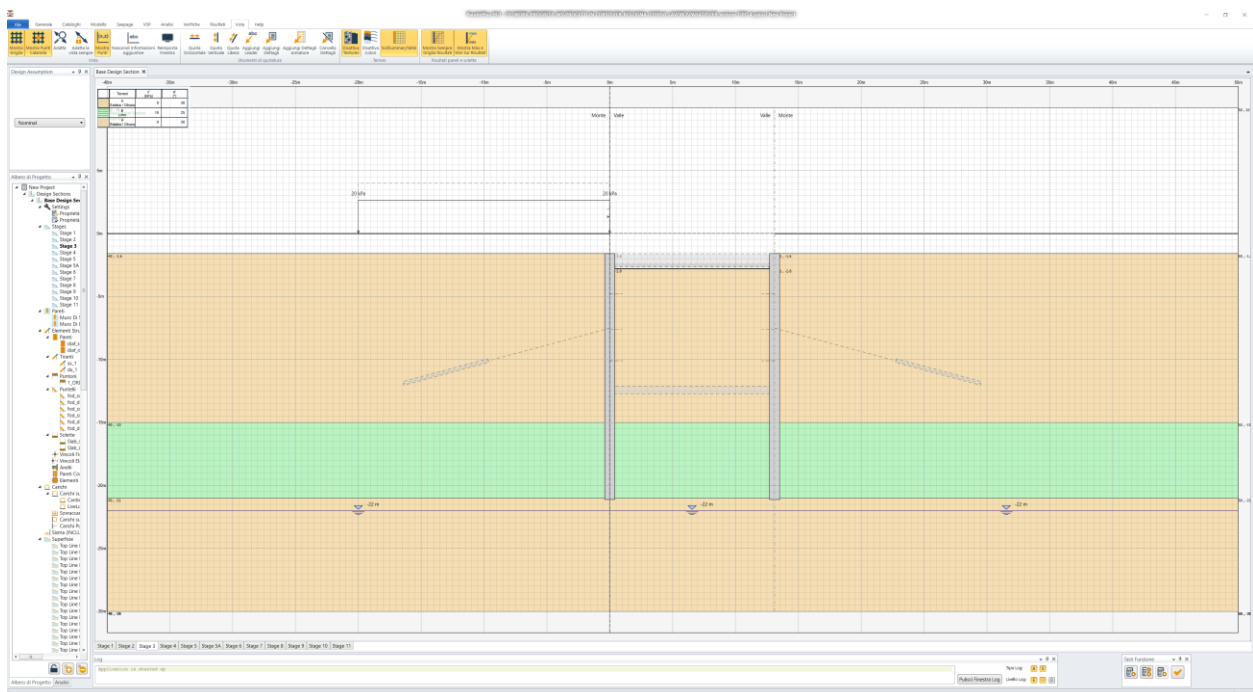


Figura 44: scavo a -2,8m da p.c.

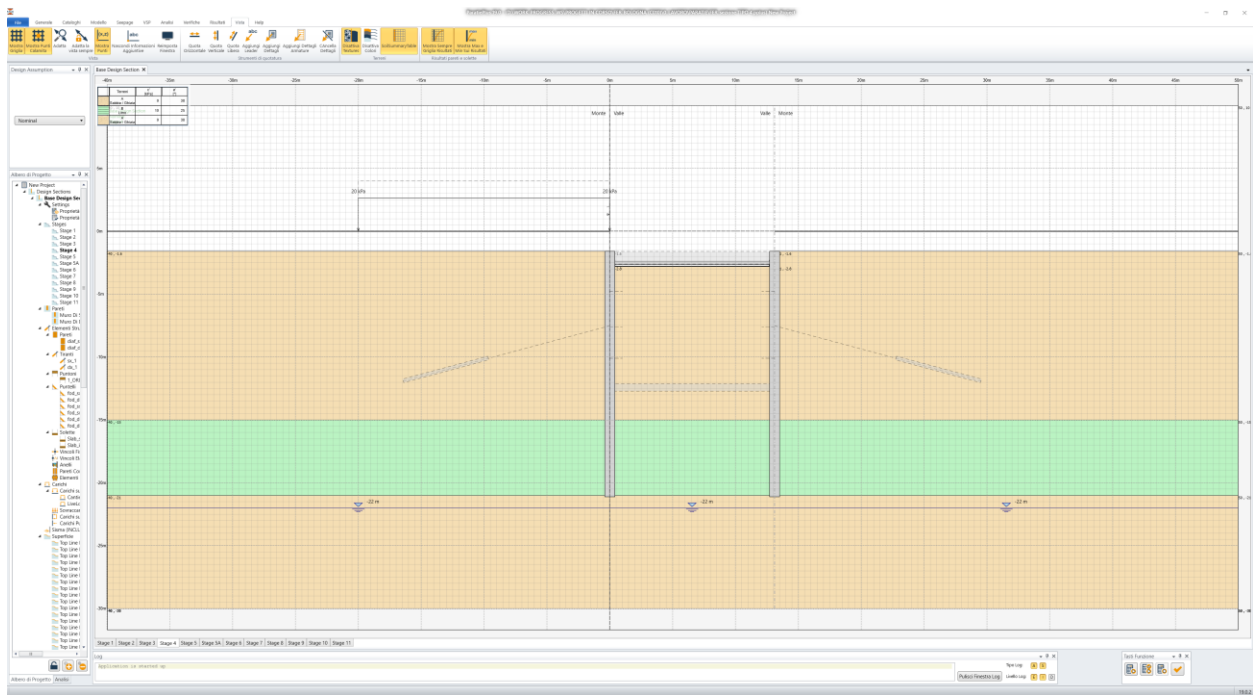


Figura 45: realizzazione del contrasto provvisorio in testa paratia (puntone in acciaio)

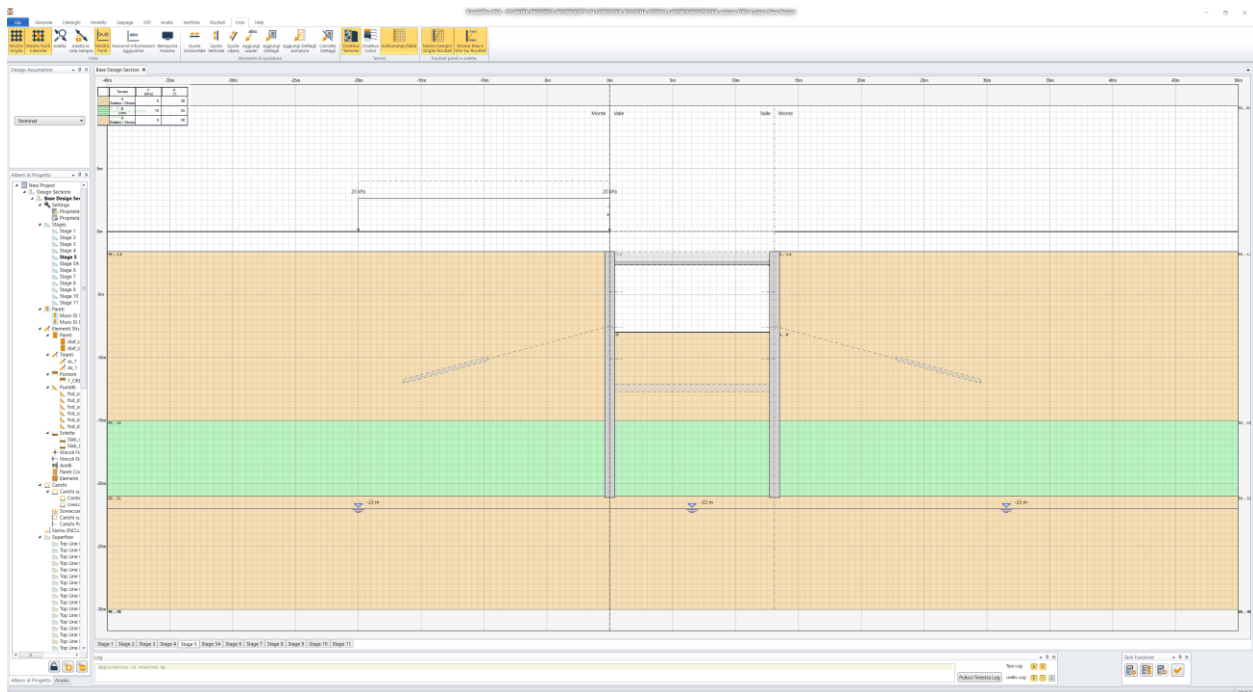


Figura 46: scavo fino alla quota di -8m da p.c.

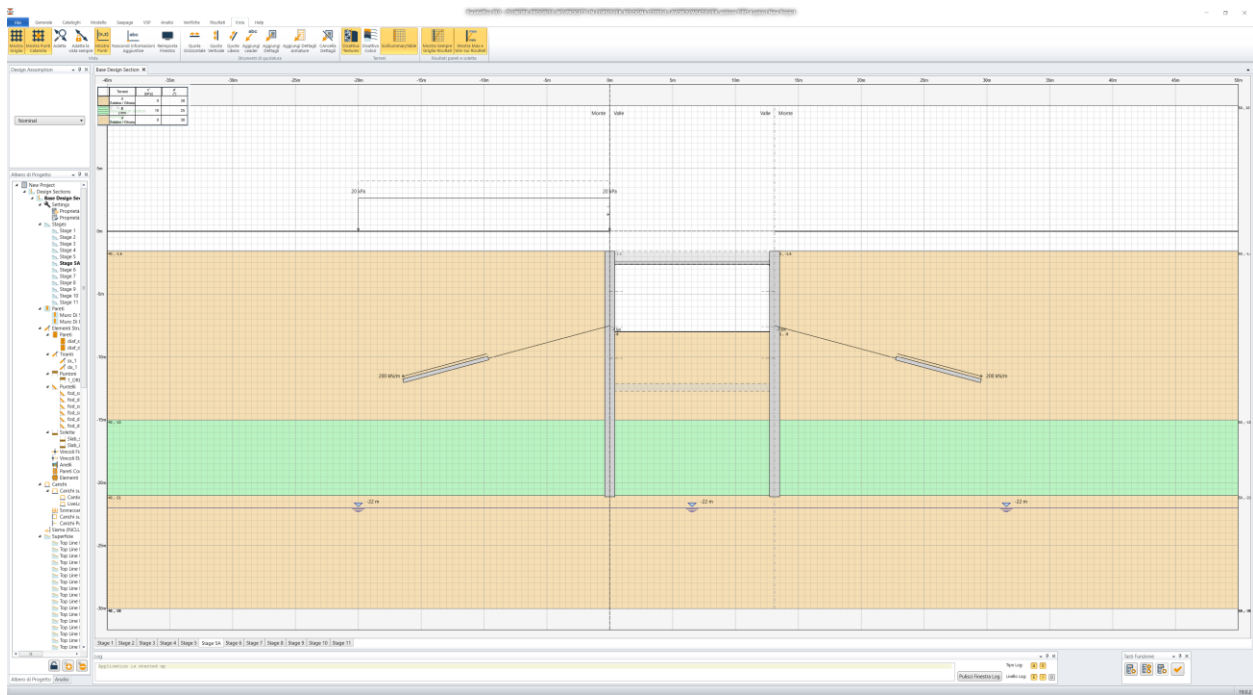


Figura 47: messa in tensione dei tiranti provvisori

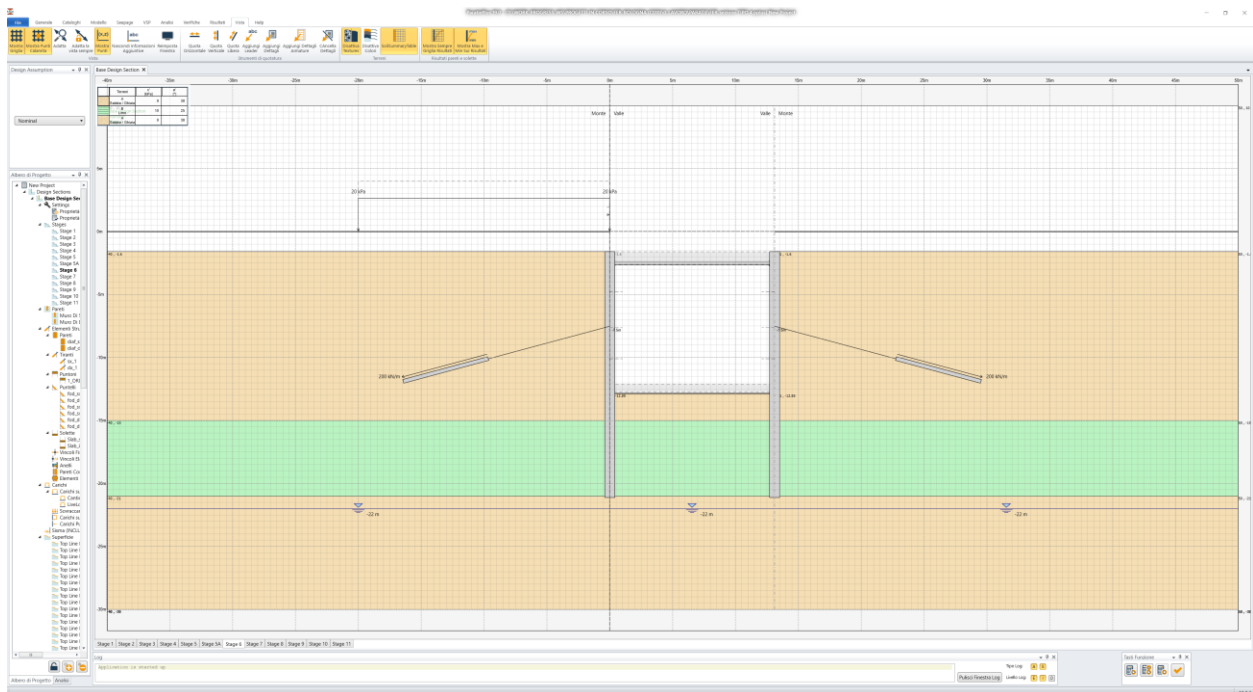


Figura 48: completamento dello scavo fino alla quota di progetto

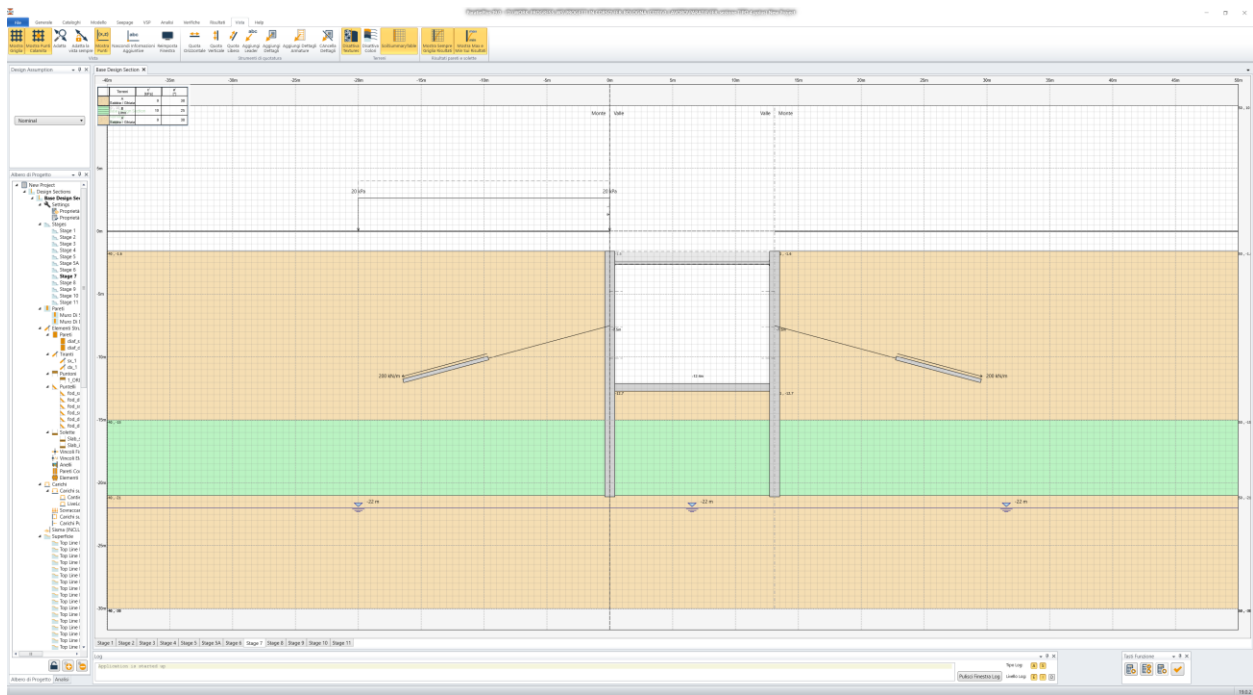


Figura 49: getto della soletta di fondo

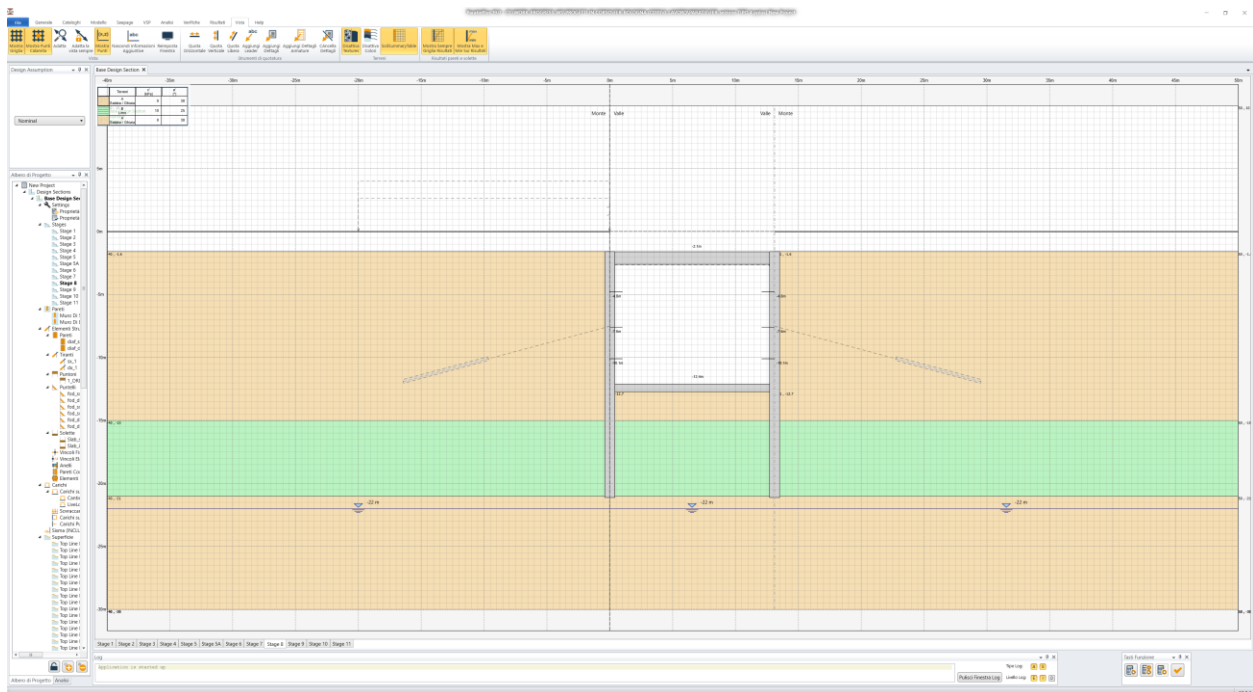


Figura 50: getto delle fodere, posa della soletta di copertura definitiva e rimozione dei tiranti provvisori

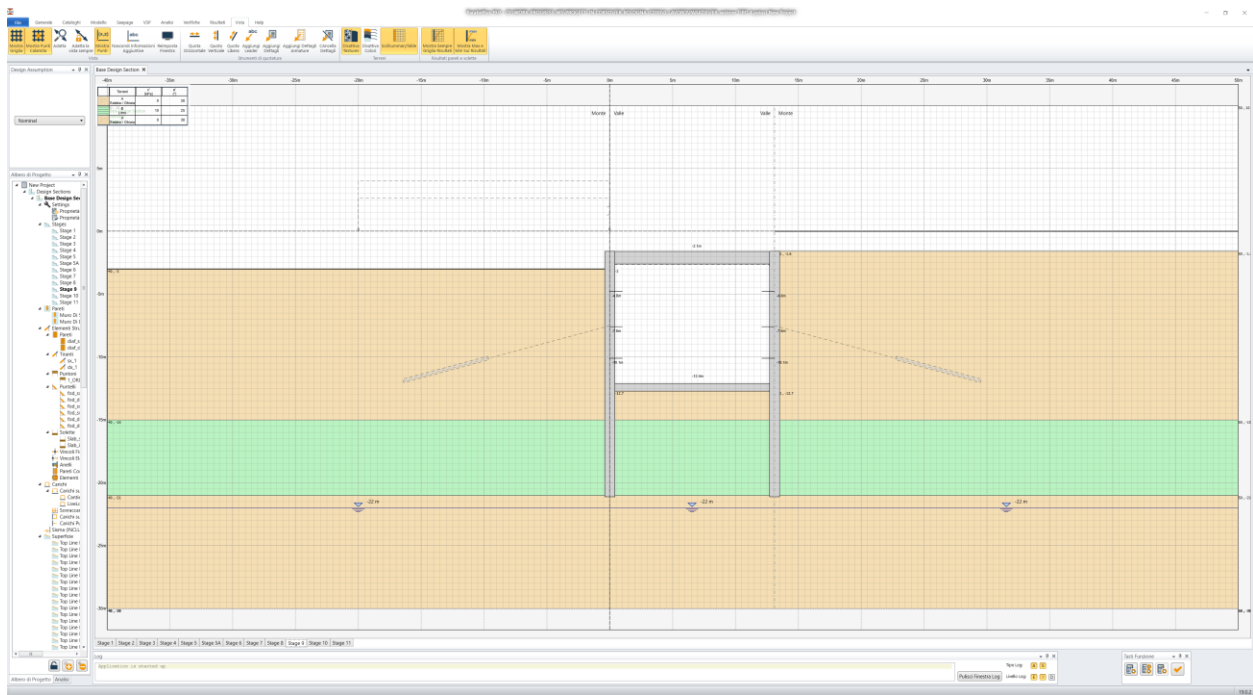


Figura 51: scavo in fregio alla paratia

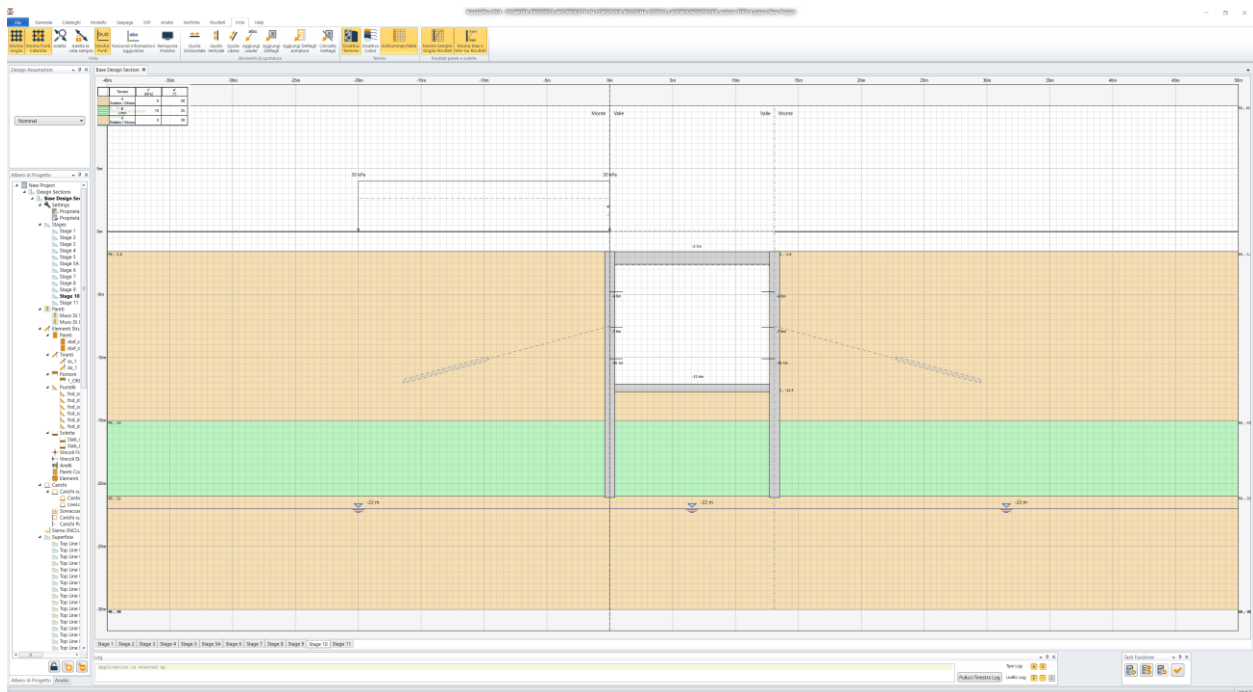


Figura 52: applicazione del carico da traffico a tergo della paratia (30 kPa)

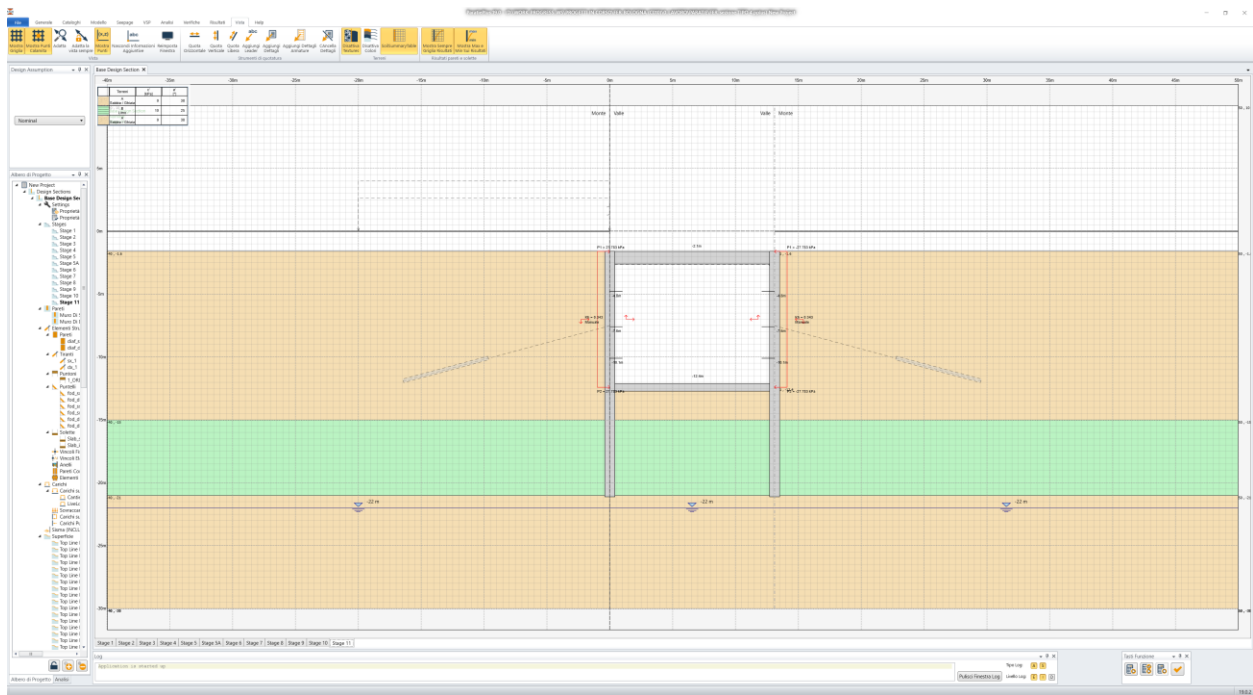


Figura 53: condizione sismica

7.3.5 Sezione TIPO 5

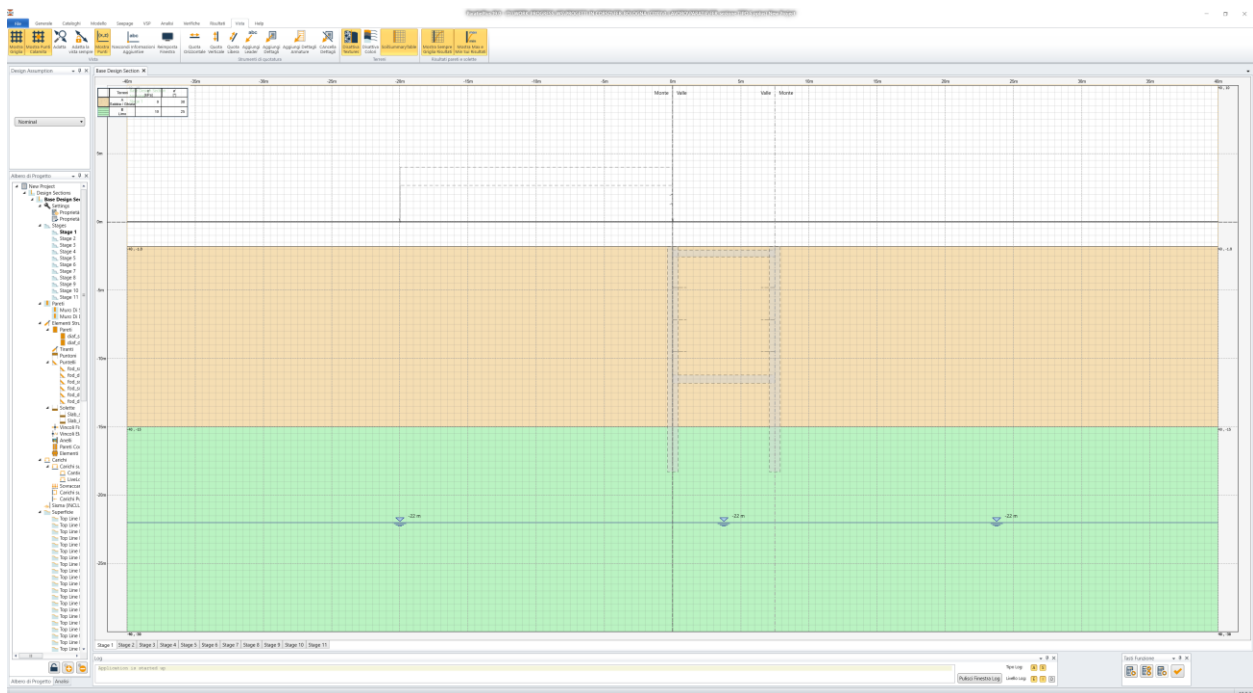


Figura 54: condizione geostatica

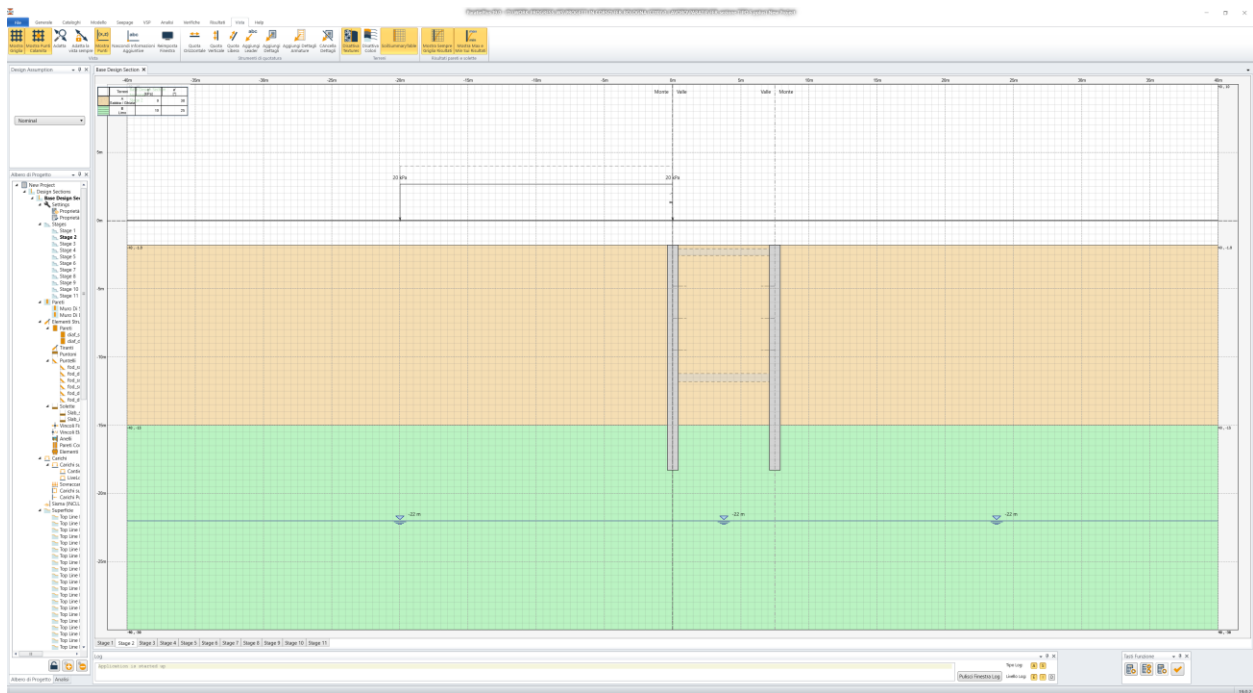


Figura 55: realizzazione dei diaframmi e applicazione sovraccarico da 20kPa

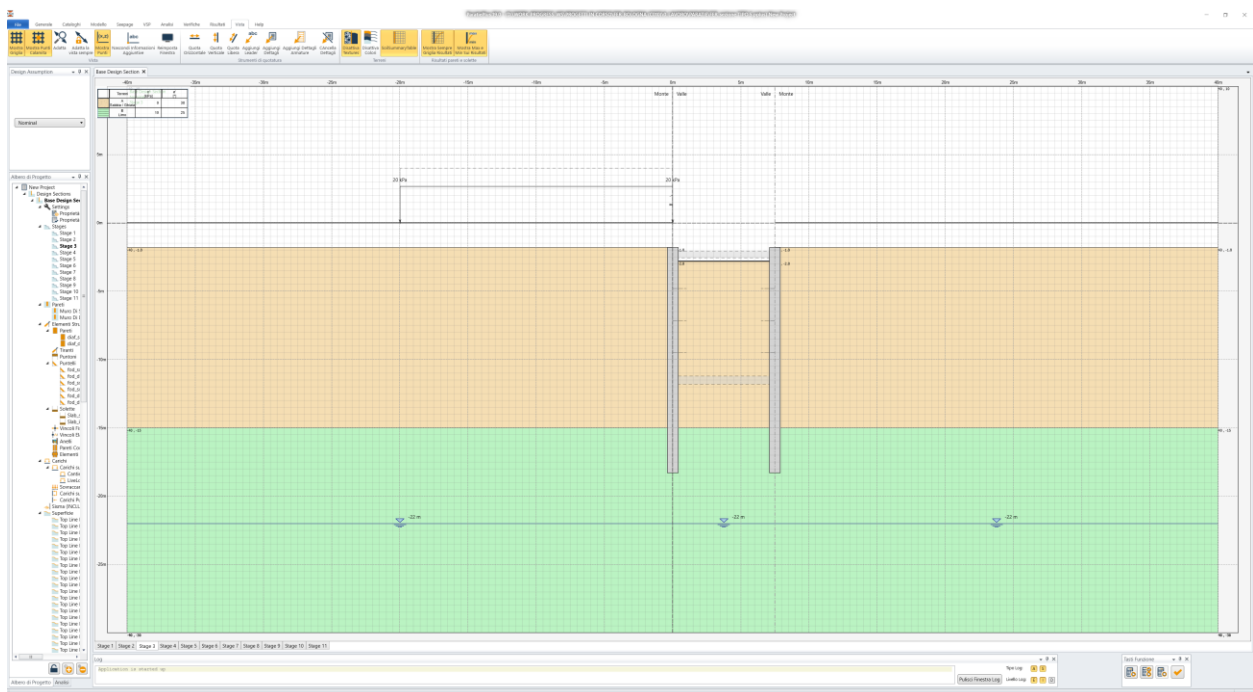


Figura 56: scavo a -2,8m da p.c.

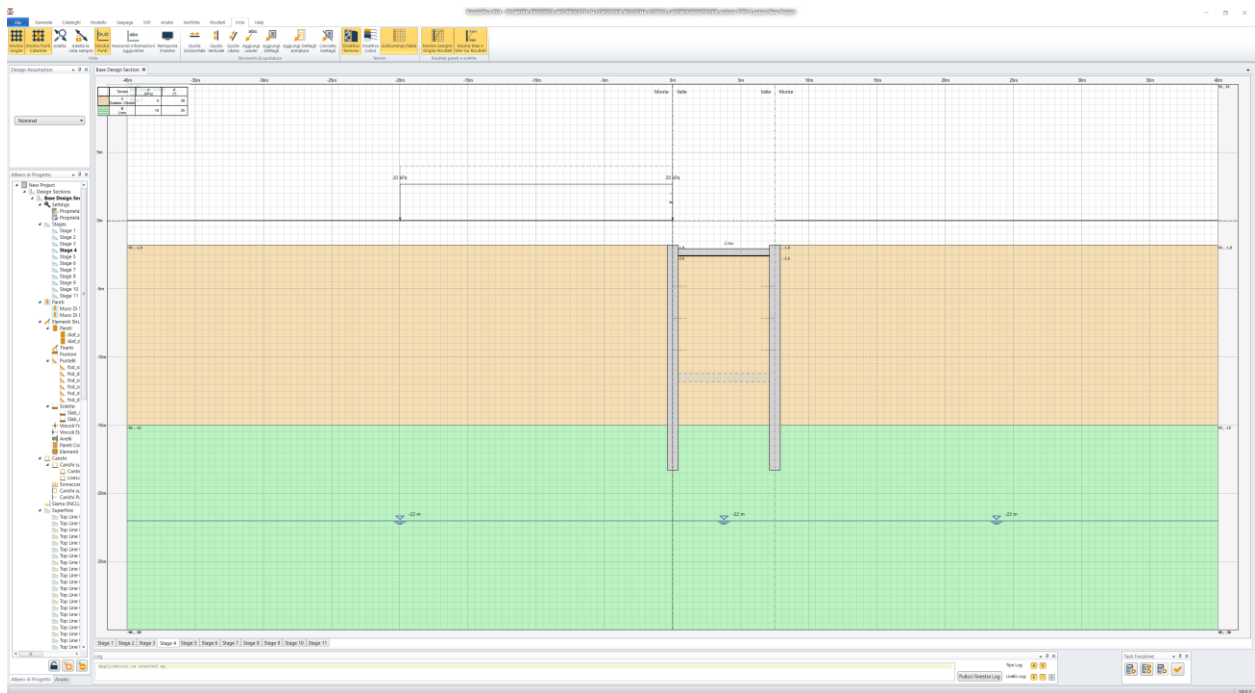


Figura 57: realizzazione del contrasto definitivo in testa paratia (soletta in c.a.)

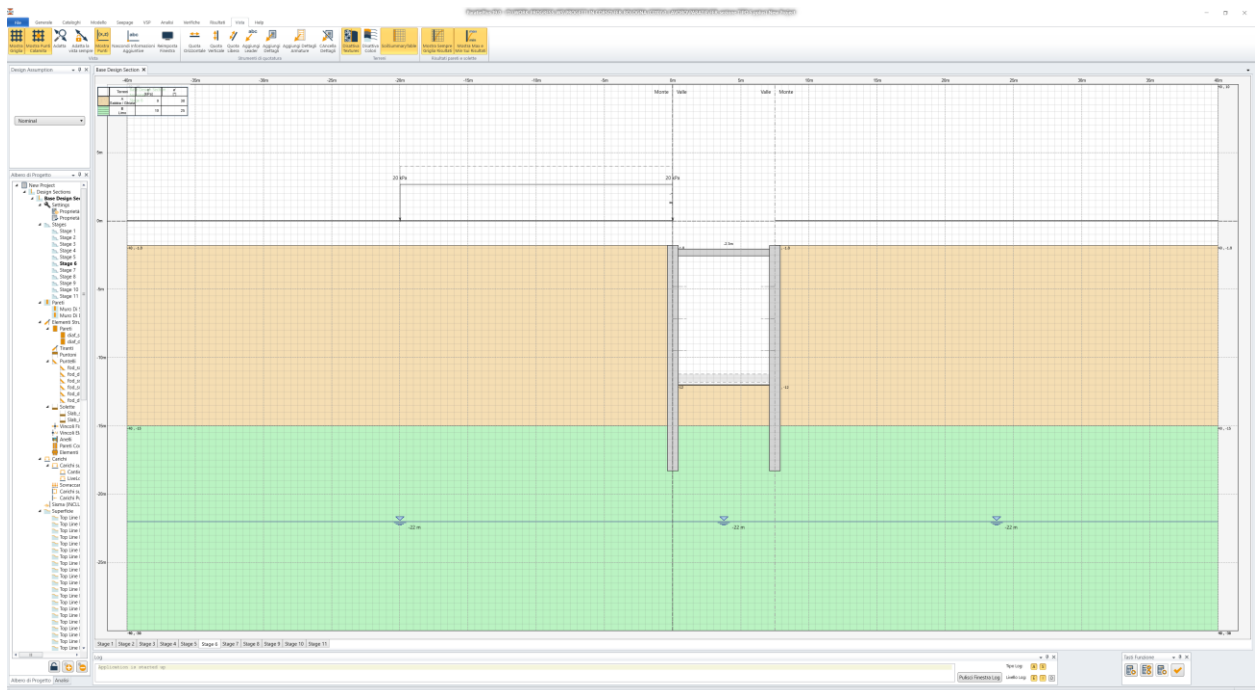


Figura 58: completamento dello scavo fino alla quota di progetto

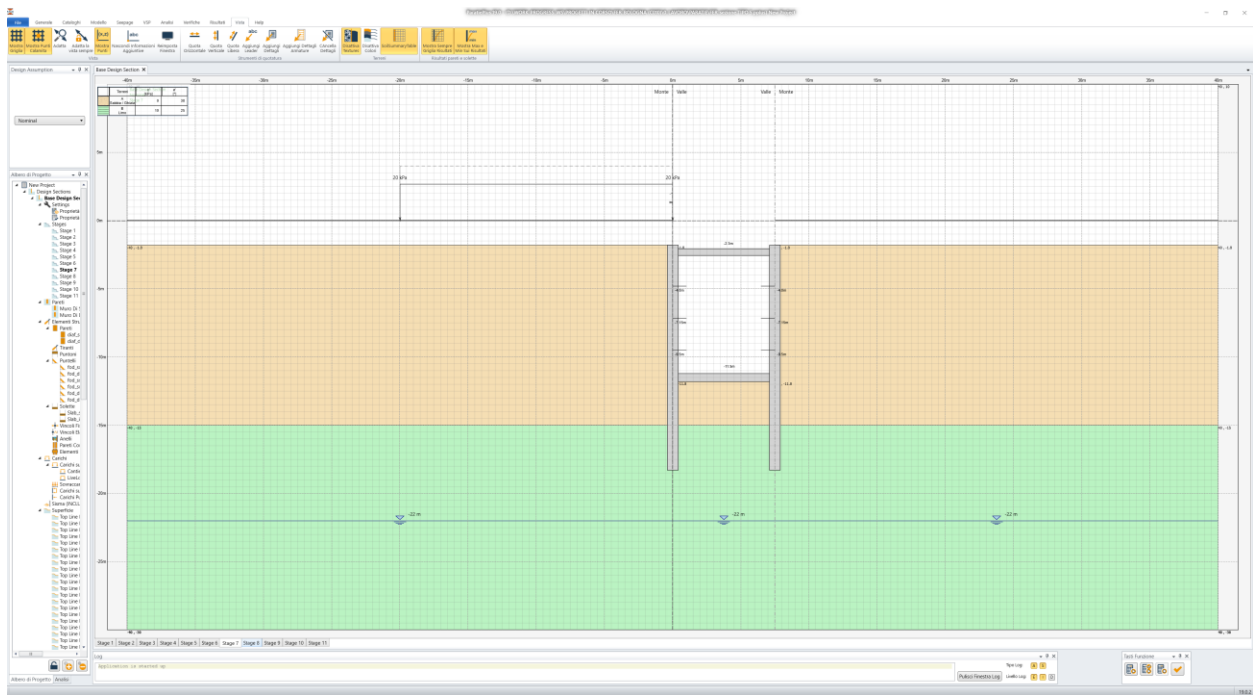


Figura 59: getto della soletta di fondo e delle fodere interne

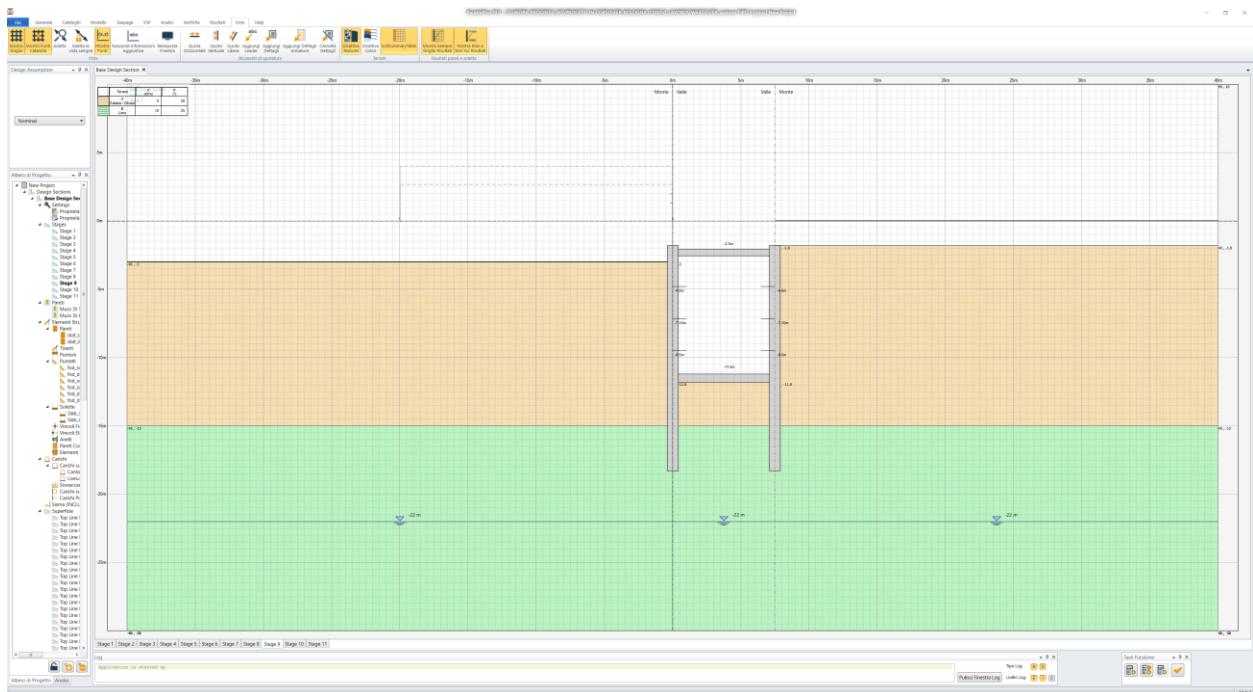


Figura 60: scavo in fregio alla paratia

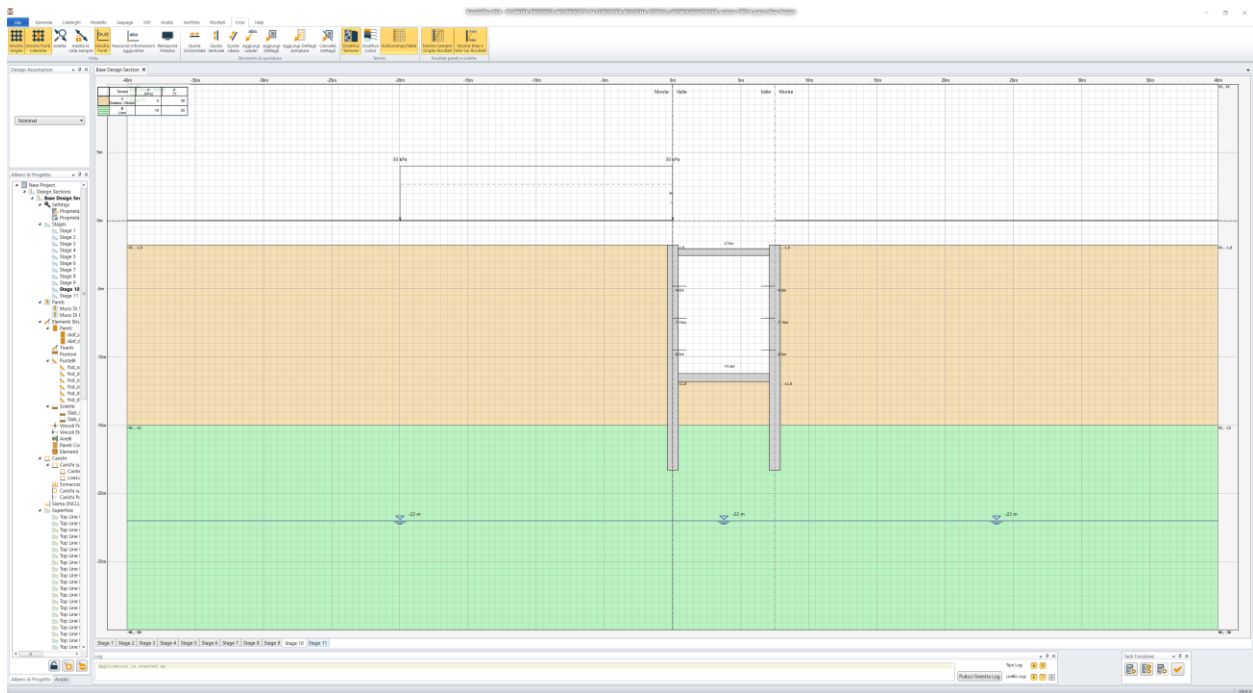


Figura 61: applicazione del carico da traffico a tergo della paratia (30 kPa)

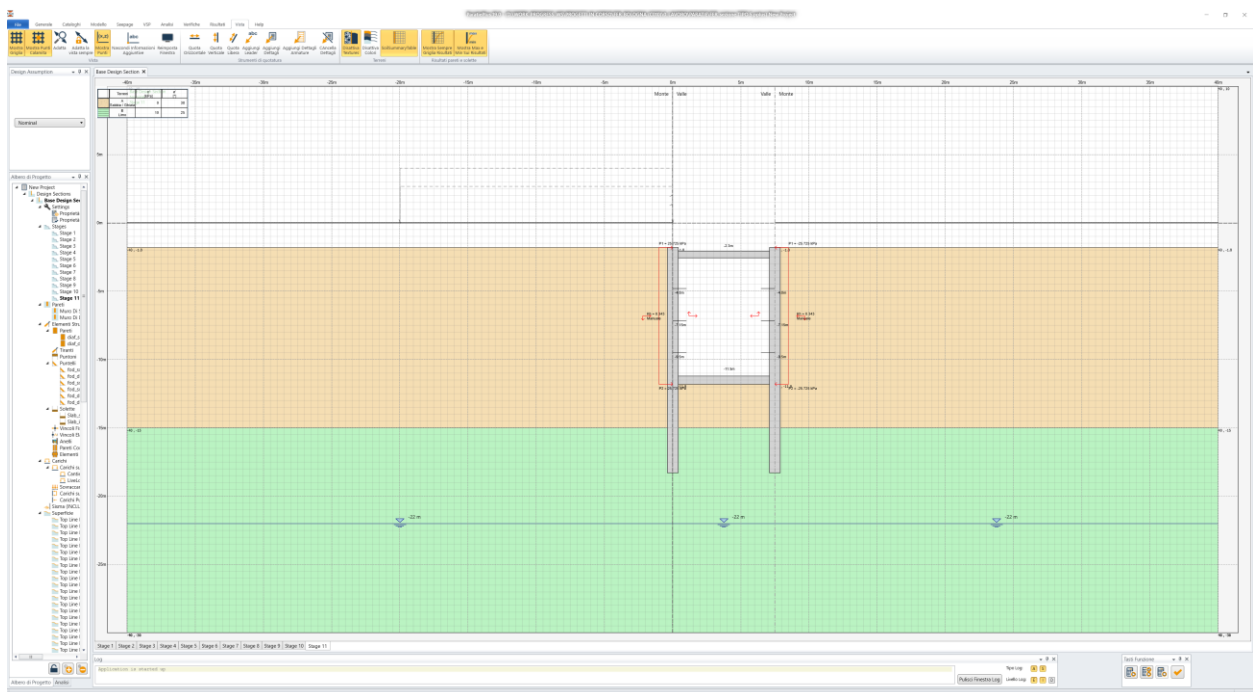


Figura 62: condizione sismica

7.3.6 Sezione TIPO 6

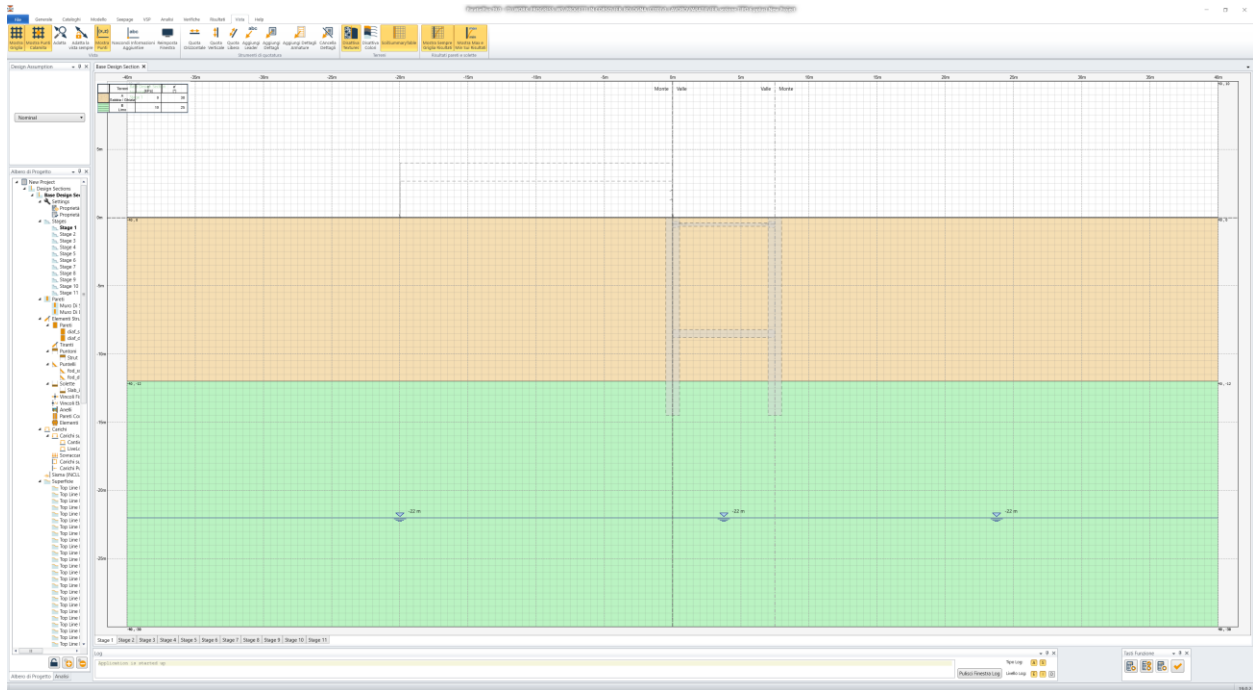


Figura 63: condizione geostatica

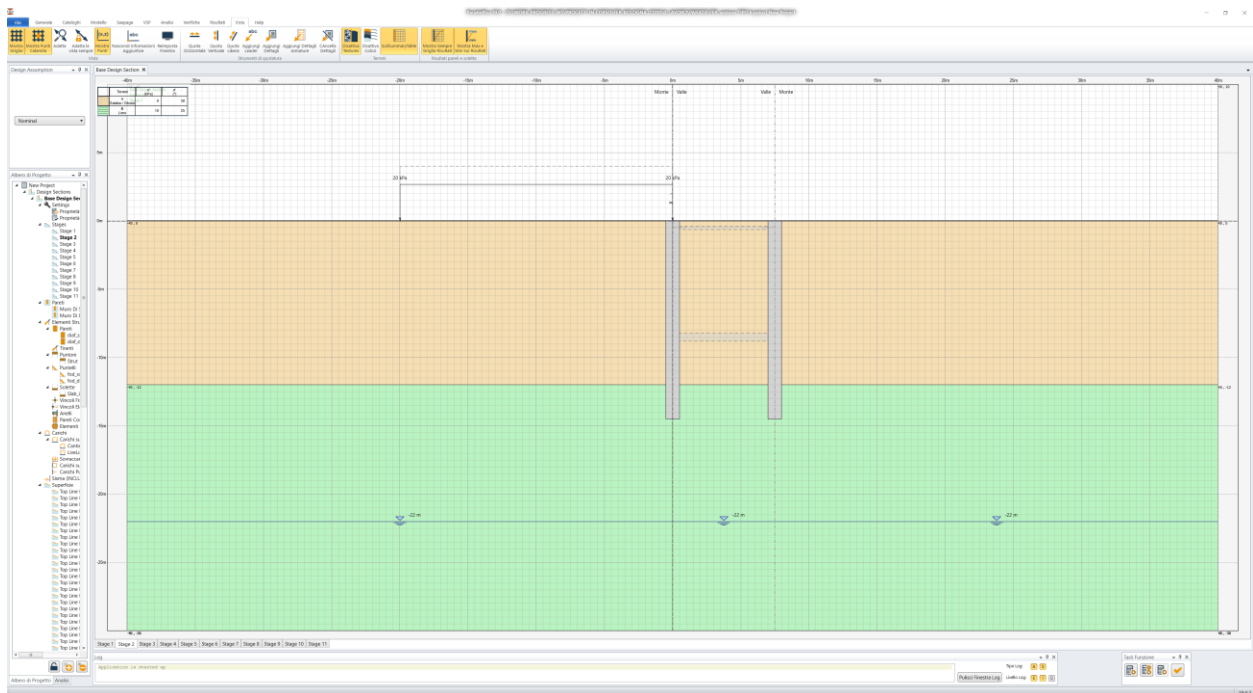


Figura 64: realizzazione dei diaframmi e applicazione sovraccarico da 20kPa

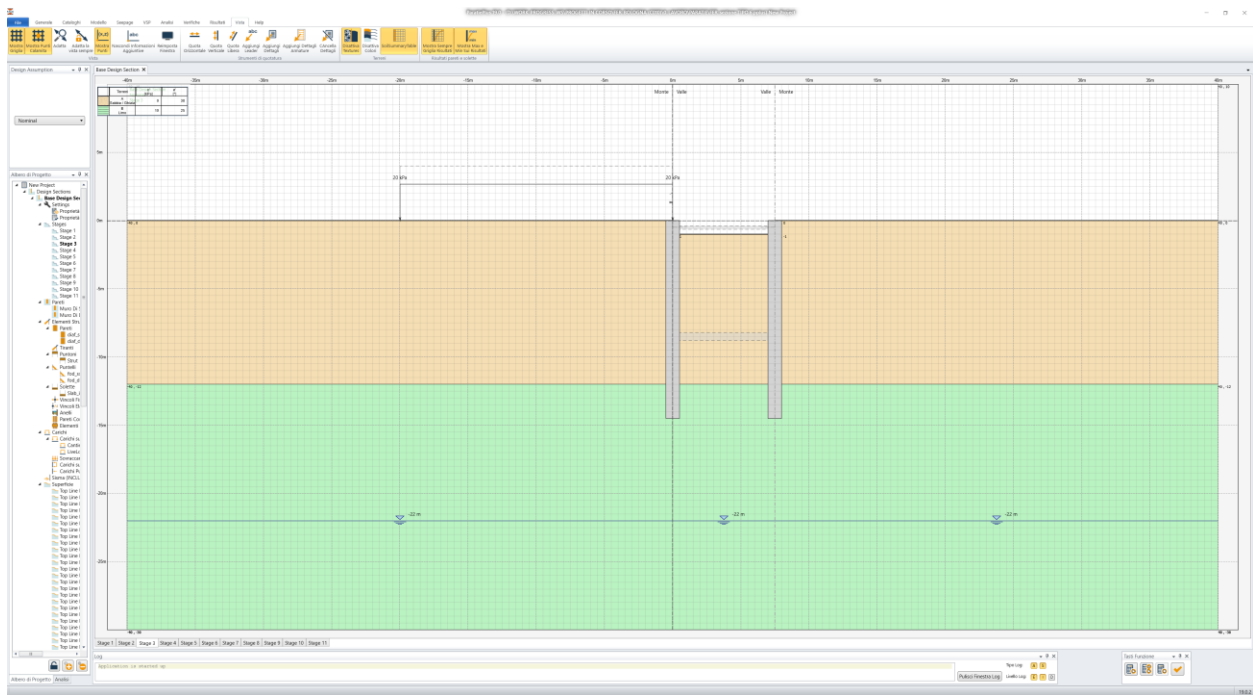


Figura 65: scavo a -1m da p.c.

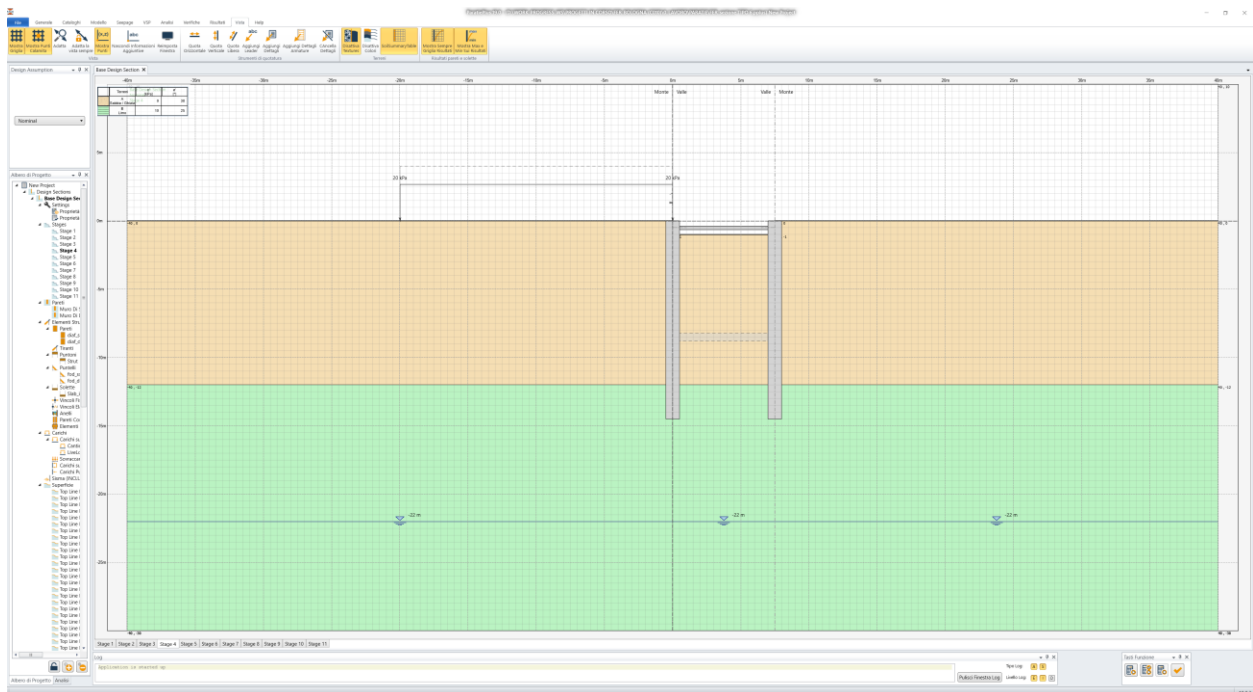


Figura 66: realizzazione del contrasto provvisorio in testa paratia (puntone in acciaio)

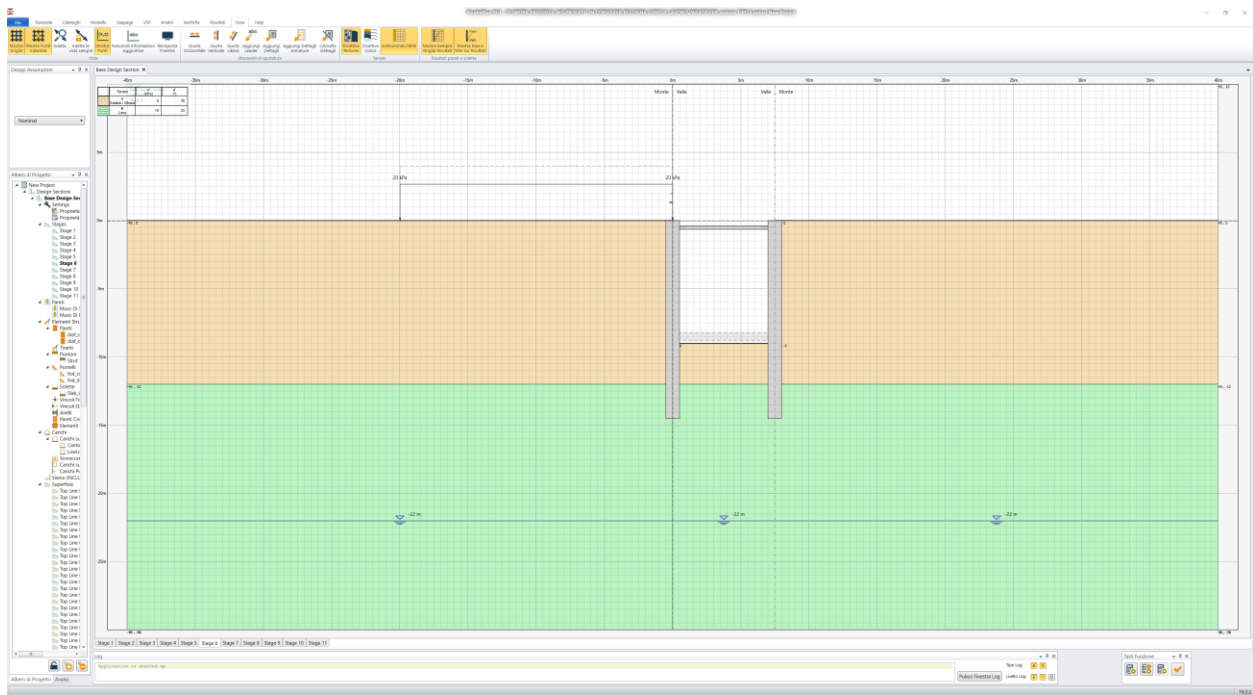


Figura 67: completamento dello scavo fino alla quota di progetto

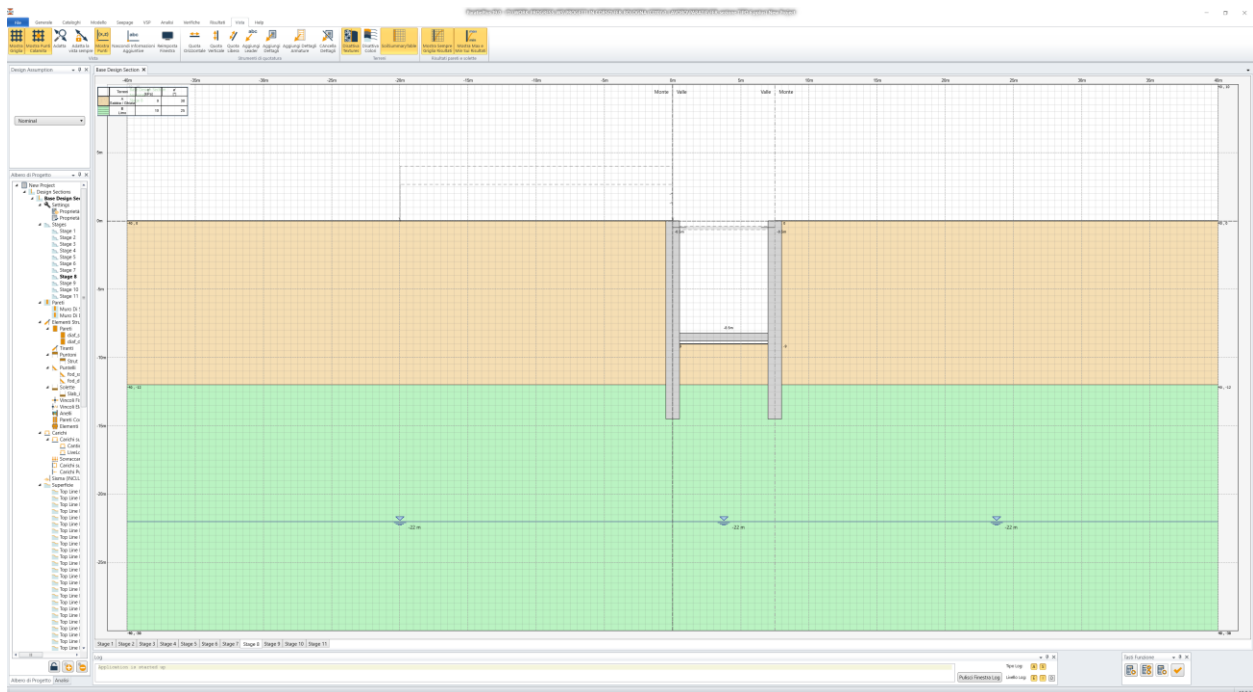


Figura 68: getto della soletta di fondo e delle fodere interne

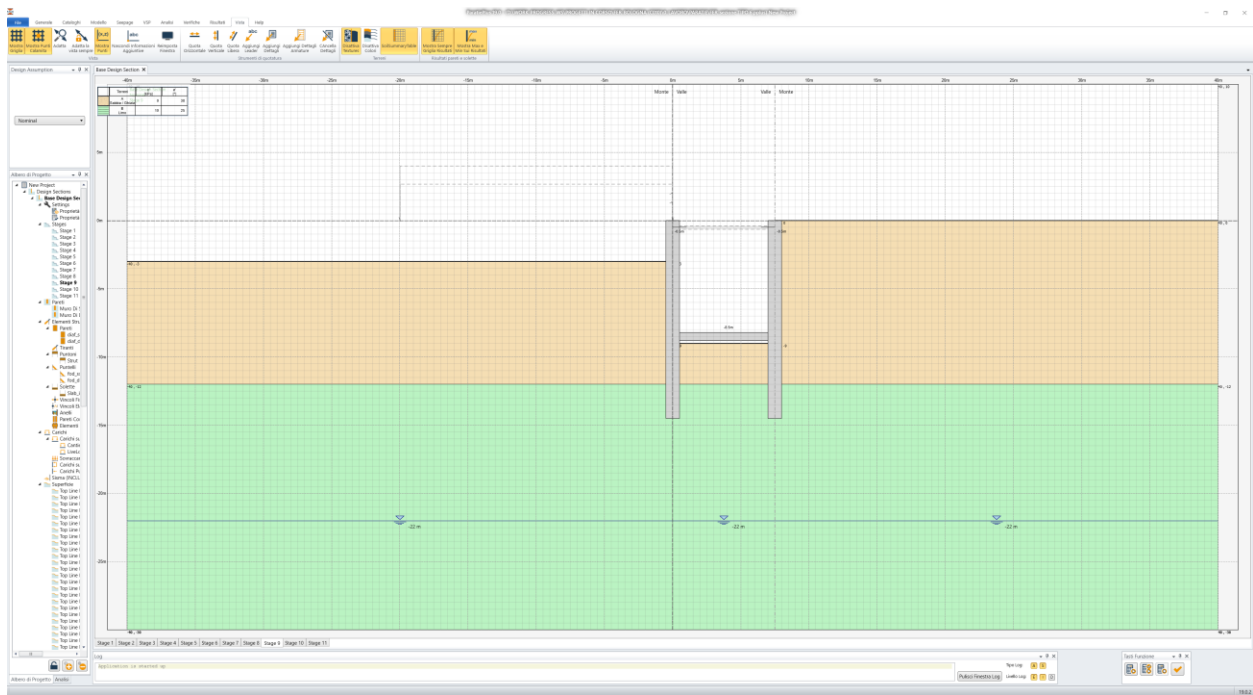


Figura 69: scavo in fregio alla paratia

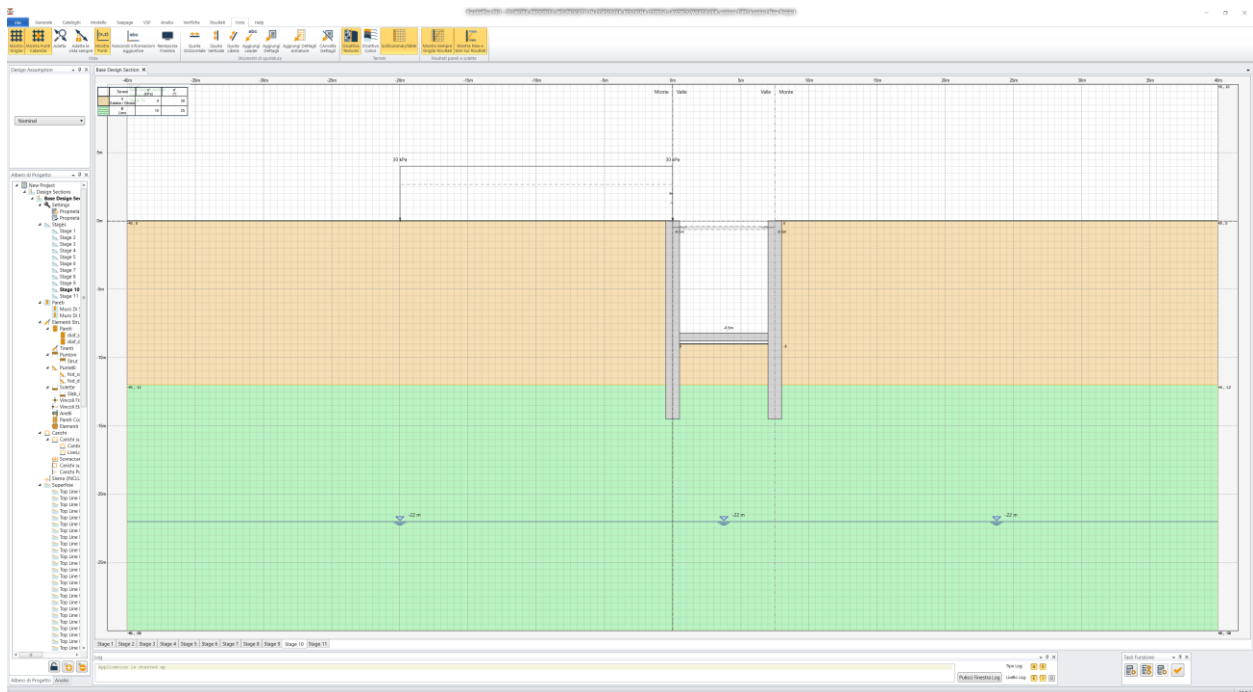


Figura 70: applicazione del carico da traffico a tergo della paratia (30 kPa)

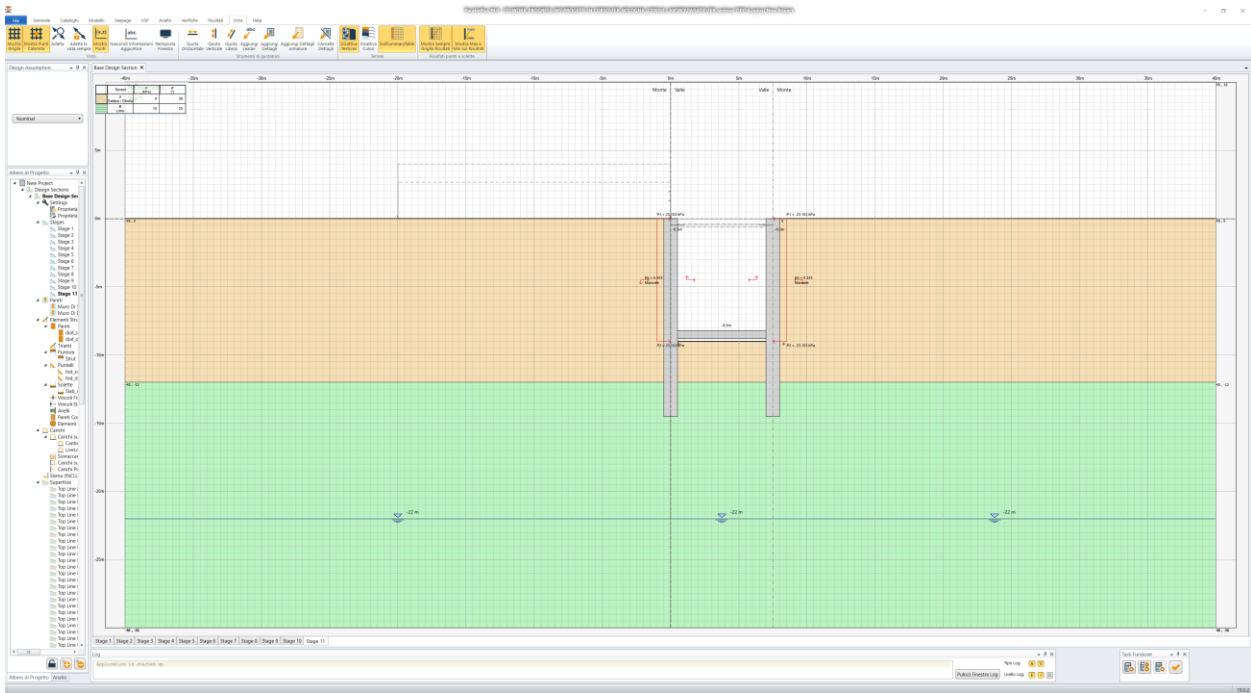


Figura 71: condizione sismica

7.3.7 Sezione TIPO 7a\7b\7c

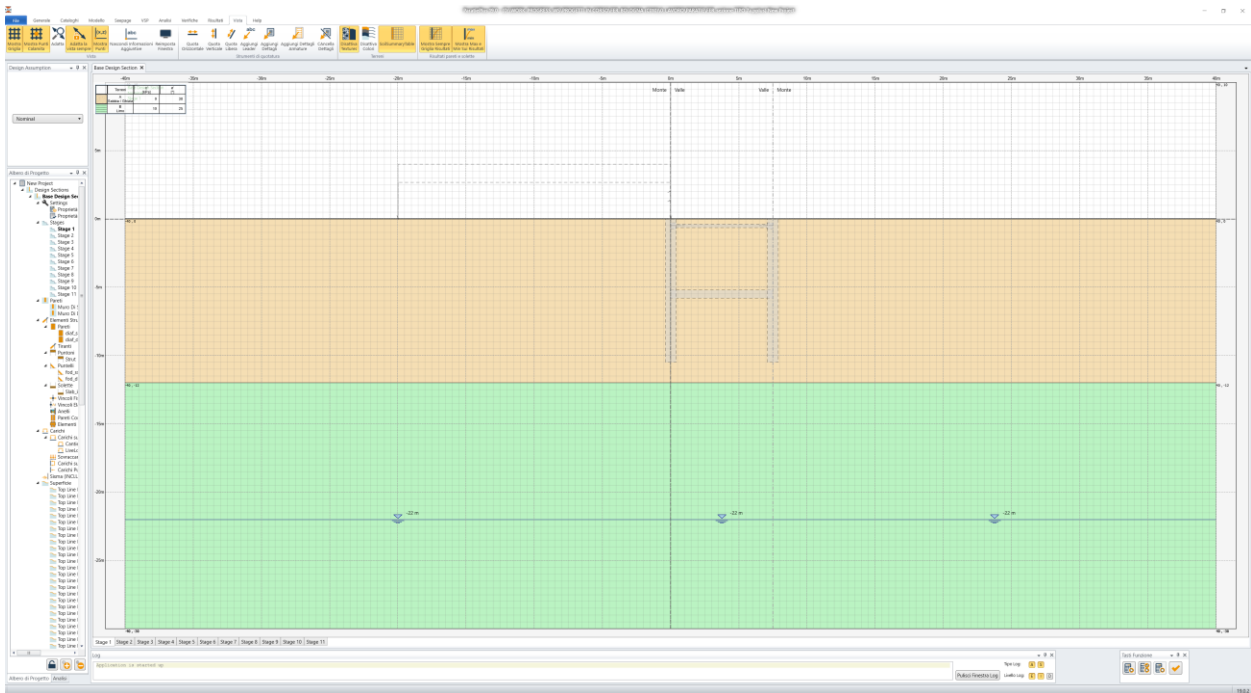


Figura 72: condizione geostatica

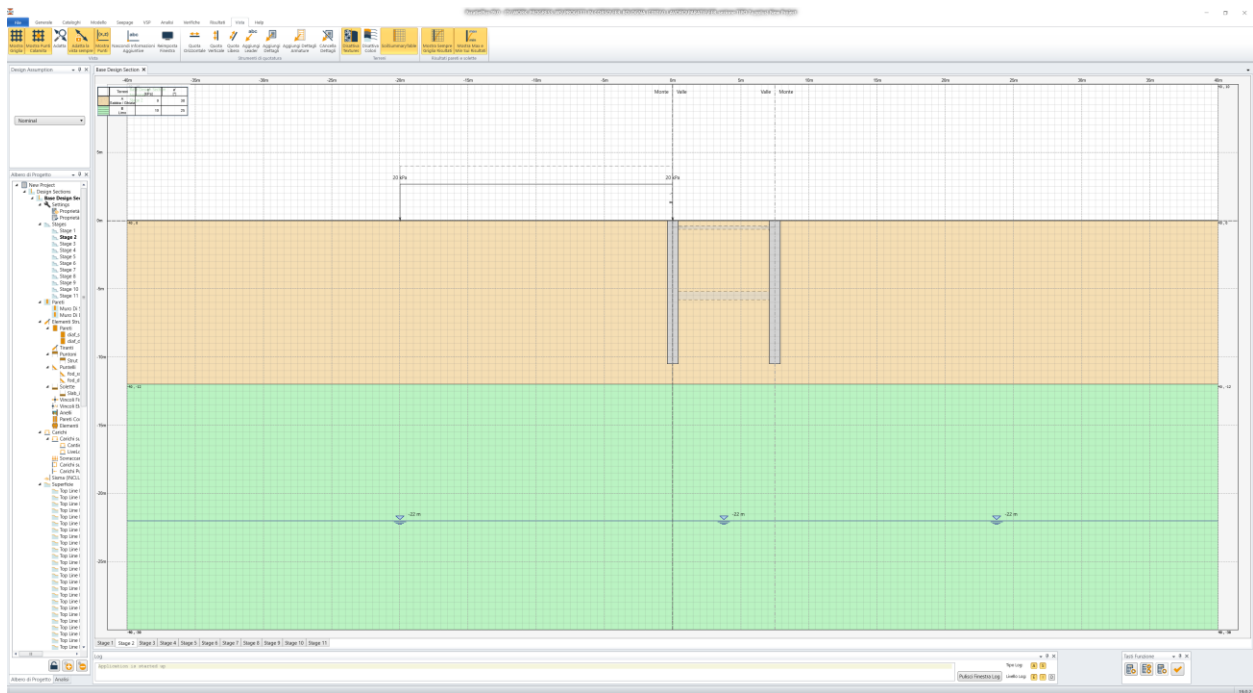


Figura 73: realizzazione dei diaframmi e applicazione sovraccarico da 20kPa

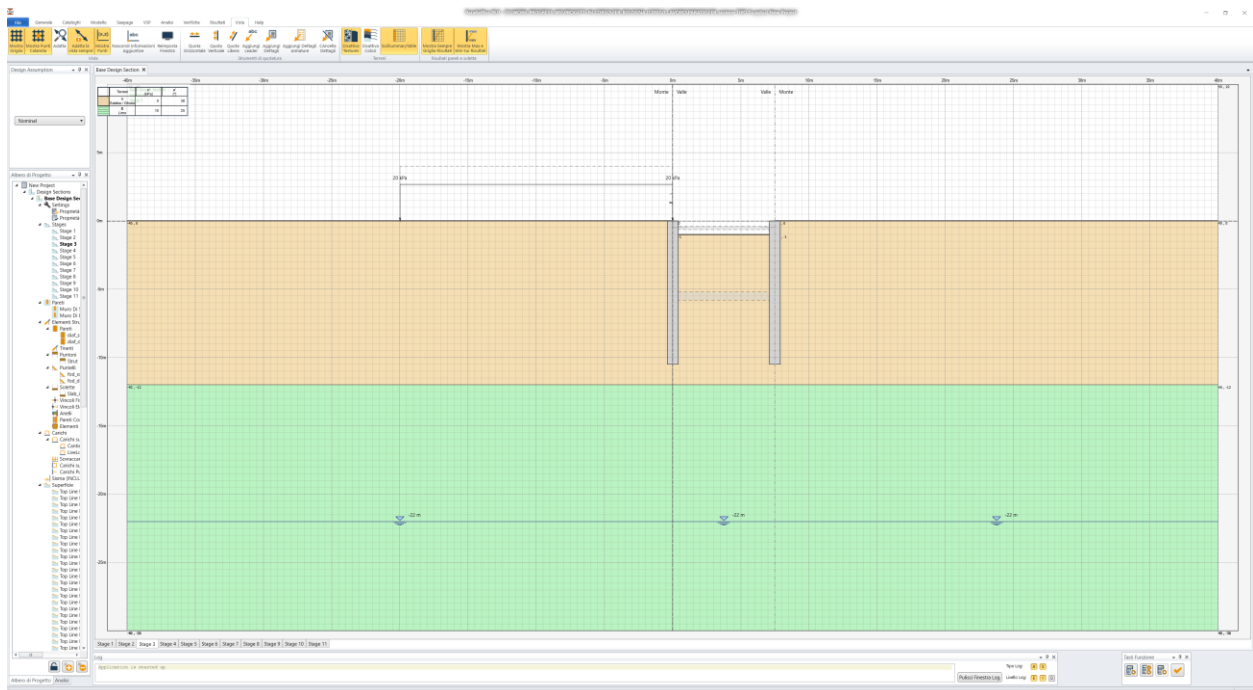


Figura 74: scavo a -1m da p.c.

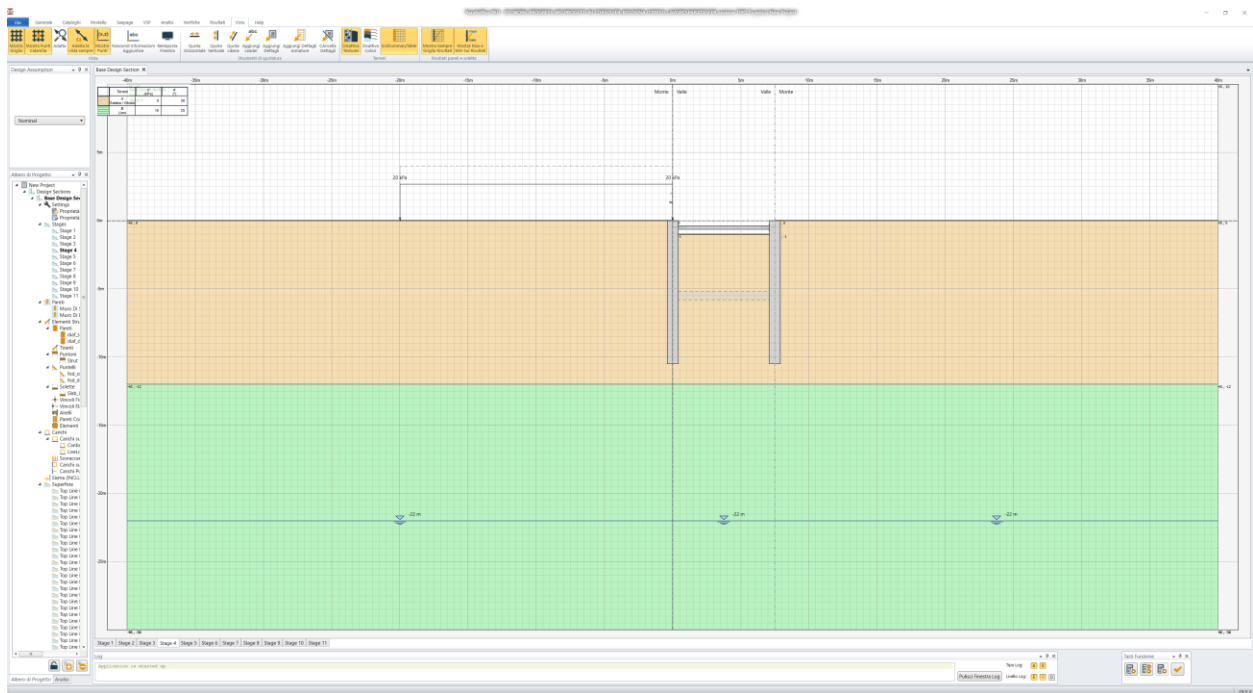


Figura 75: realizzazione del contrasto provvisorio in testa paratia (puntone in acciaio)

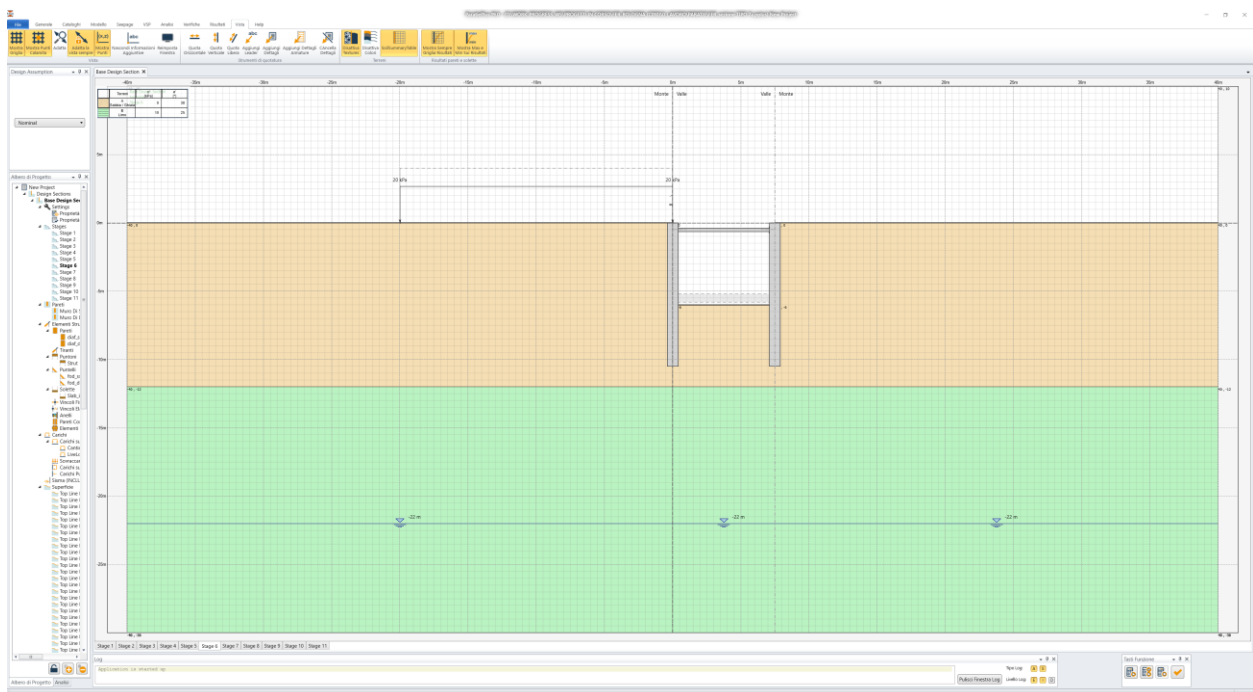


Figura 76: completamento dello scavo fino alla quota di progetto

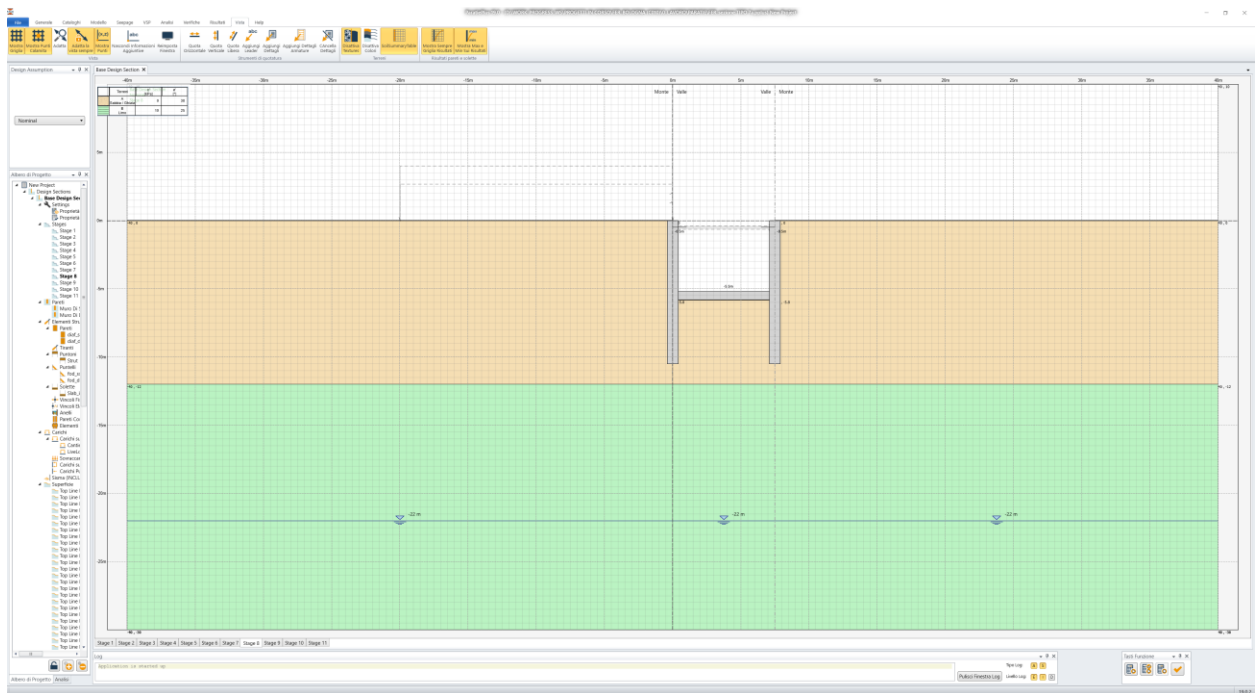


Figura 77: getto della soletta di fondo e delle fodere interne

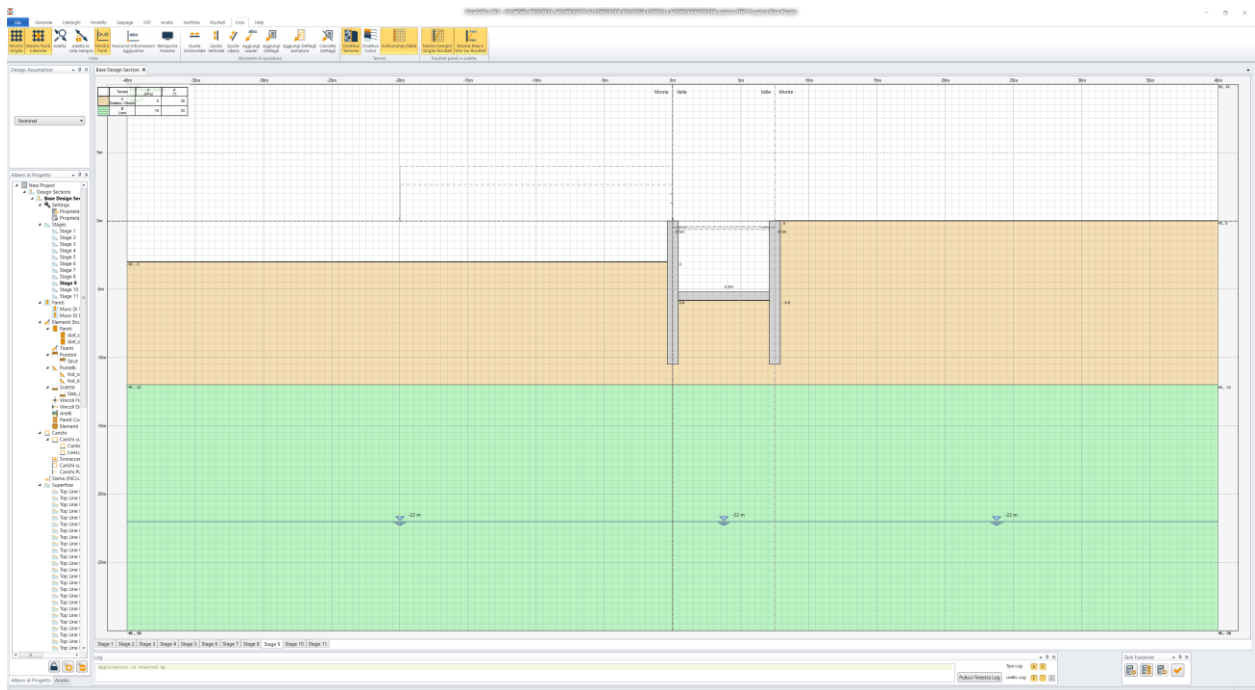


Figura 78: scavo in fregio alla paratia

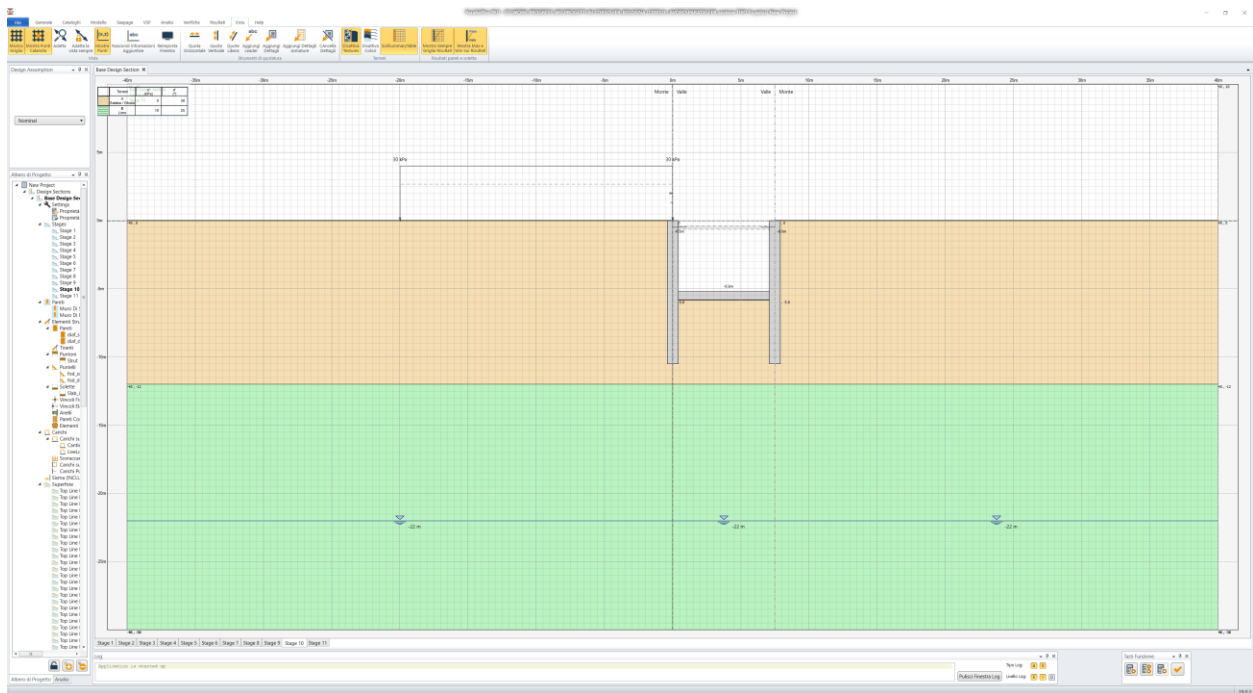


Figura 79: applicazione del carico da traffico a tergo della paratia (30 kPa)

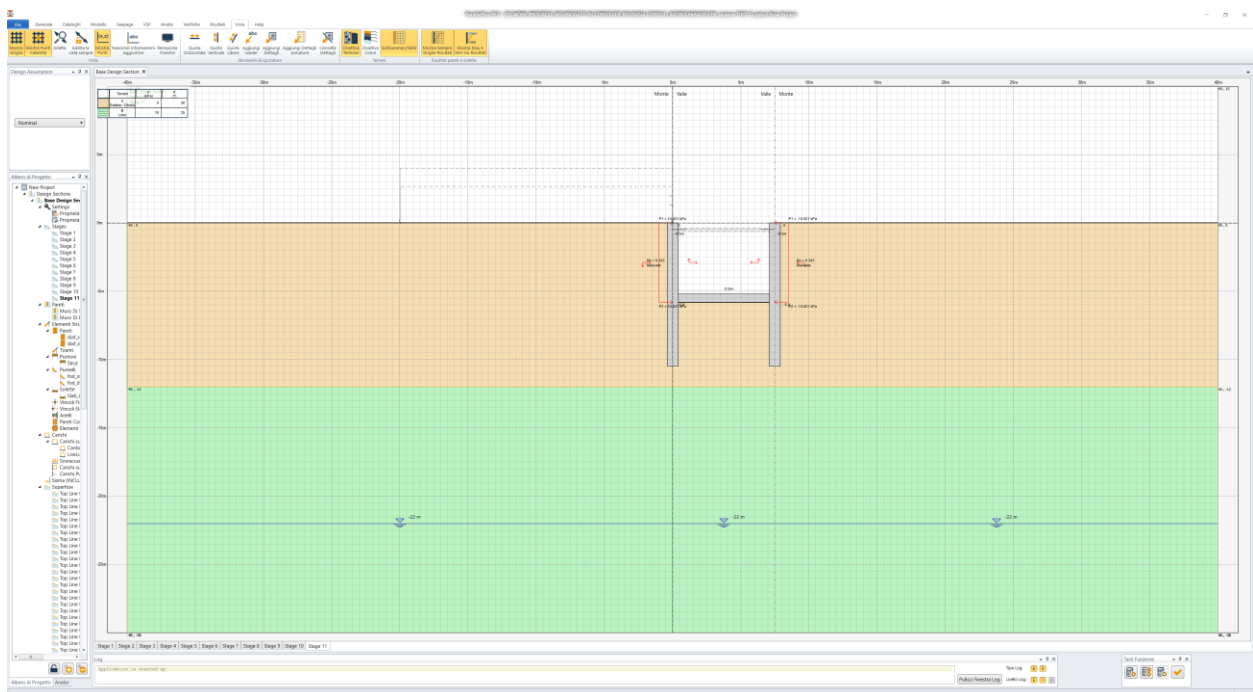


Figura 80: condizione sismica

7.3.8 Sezione TIPO A14

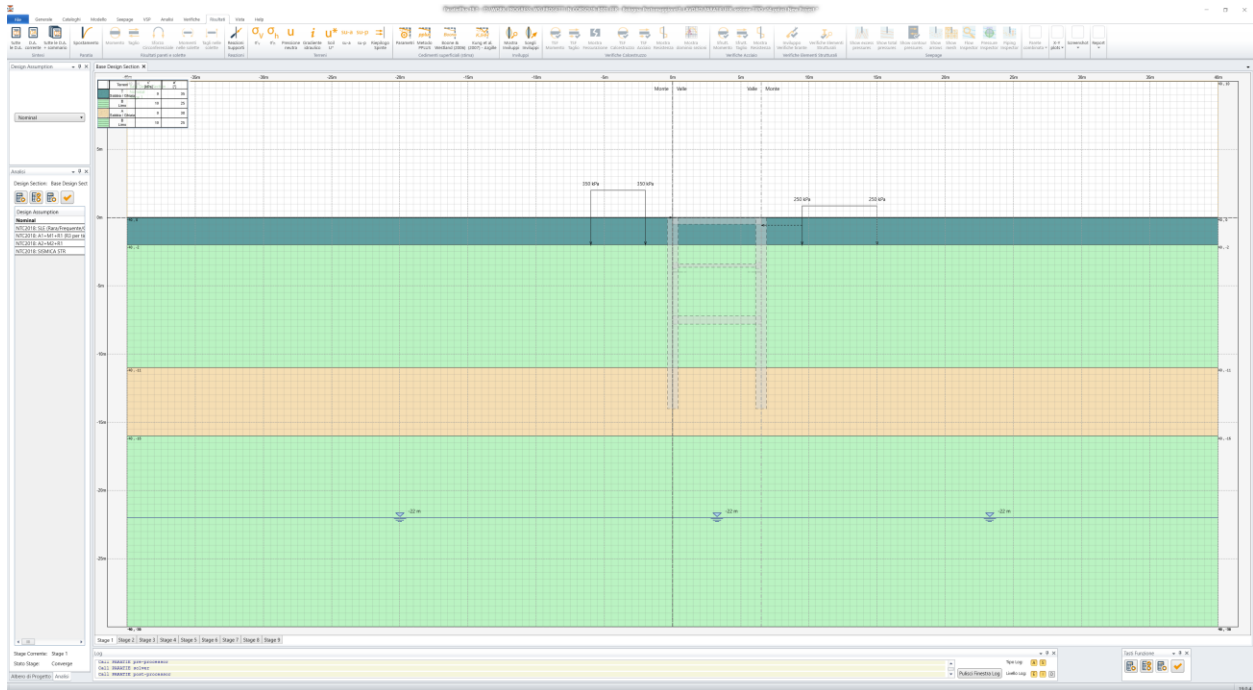


Figura 81: condizione geostatica e applicazione dello scarico del viadotto

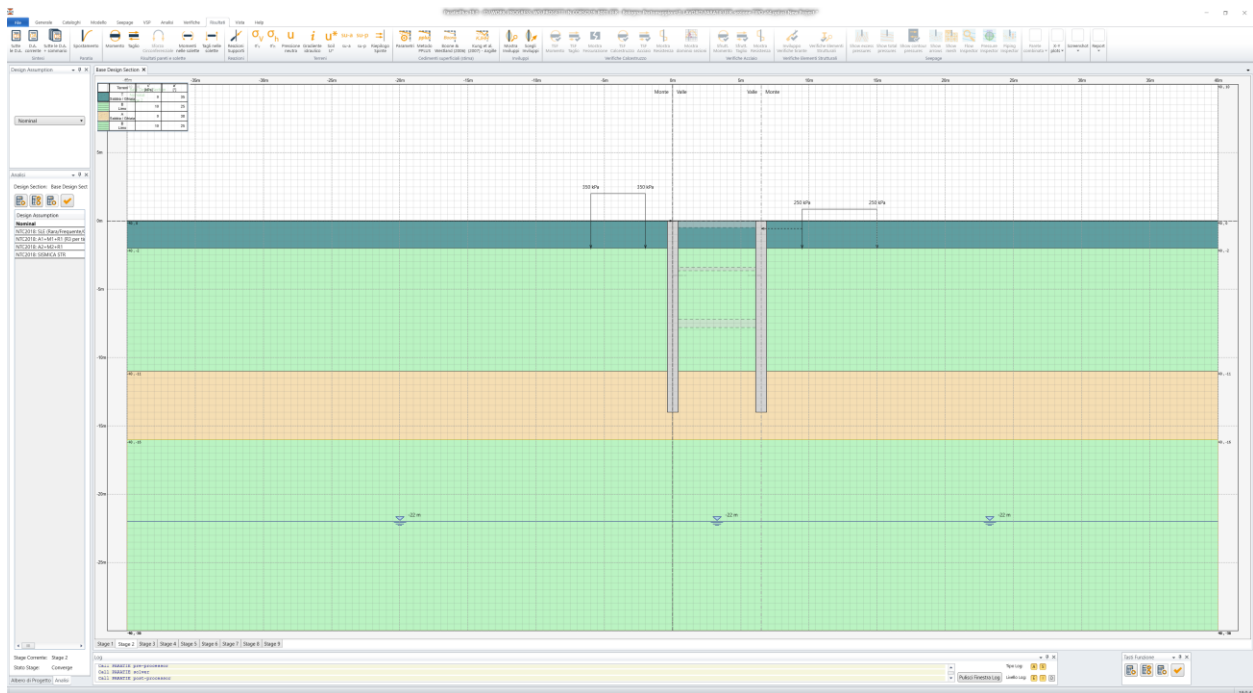


Figura 82: realizzazione dei pali

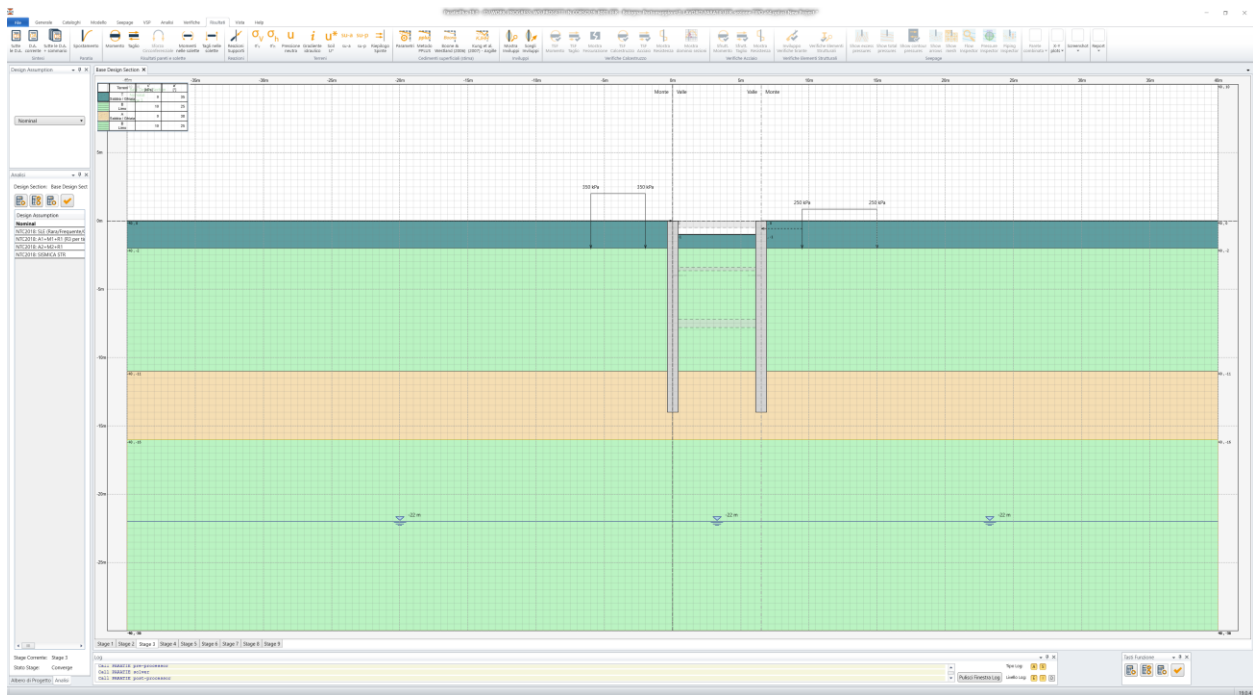


Figura 83: scavo a -1m da p.c.

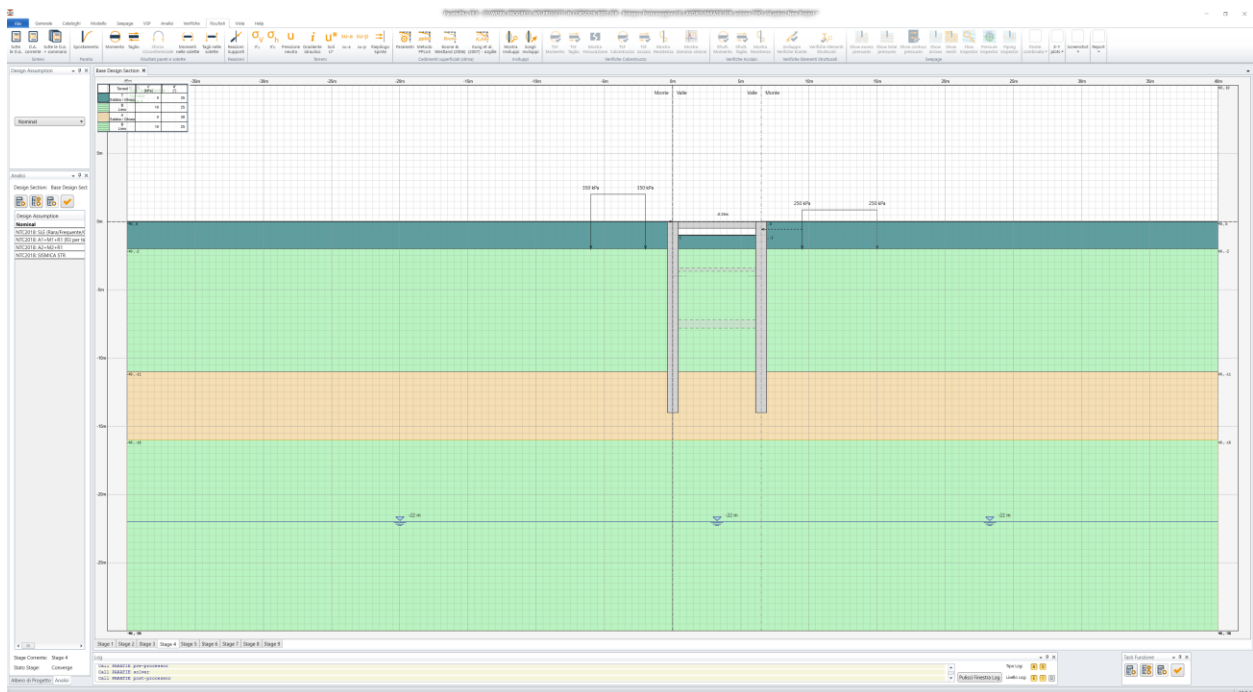


Figura 84: realizzazione del contrasto definitivo in testa paratia

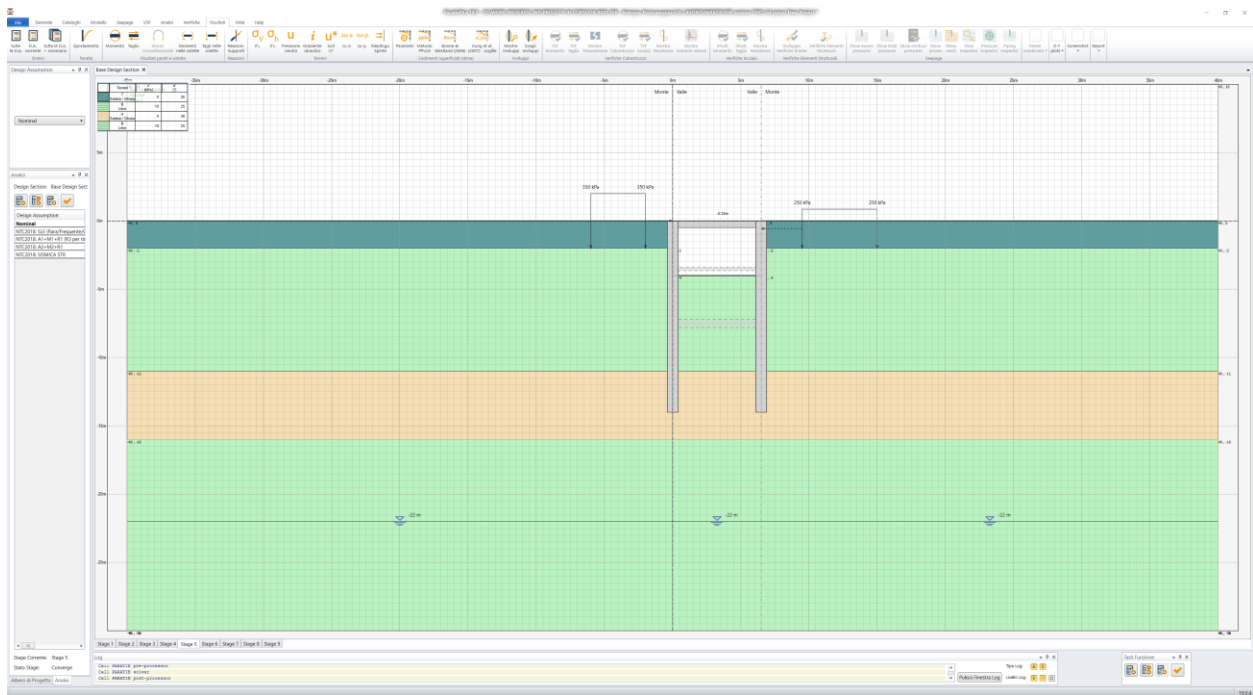


Figura 85: scavo a -3,5m da p.c.

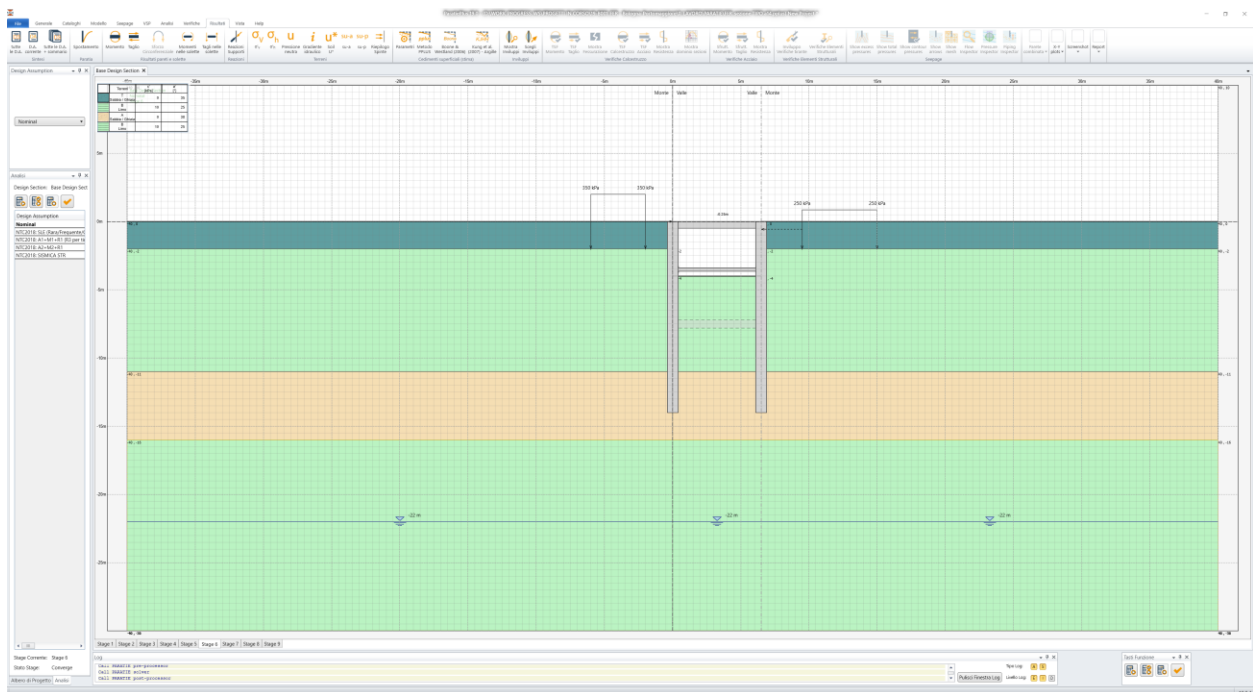


Figura 86: realizzazione del contrasto provvisorio (puntone in acciaio)

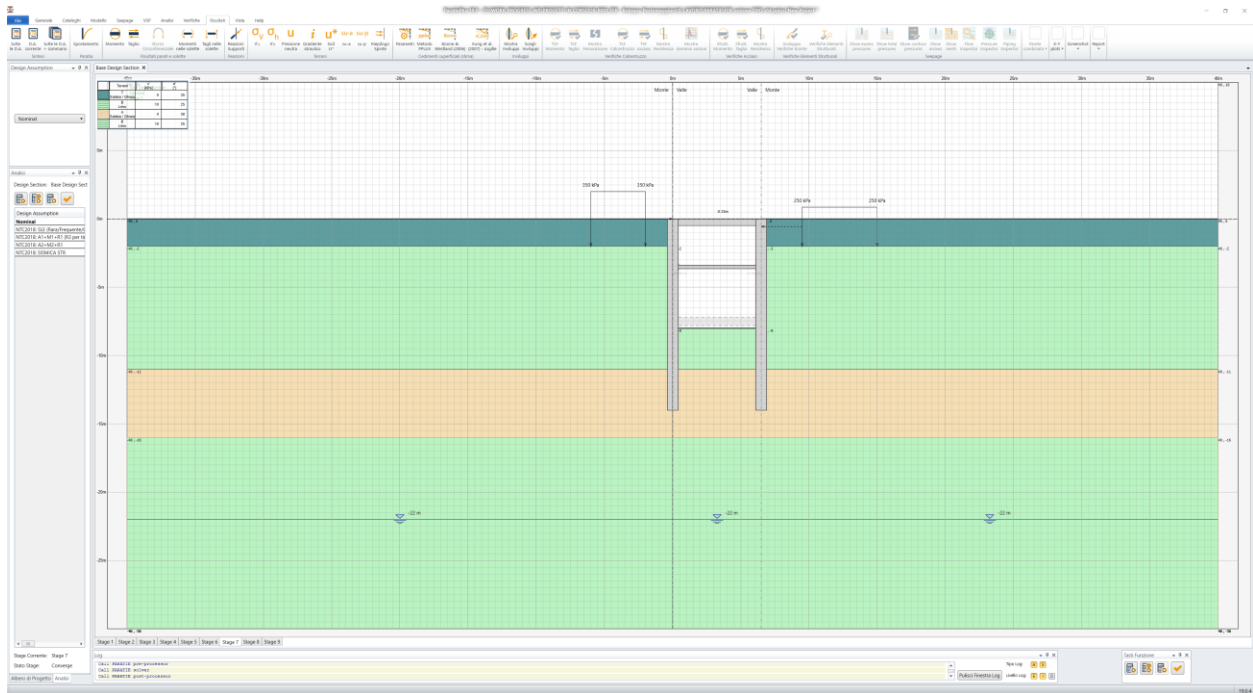


Figura 87: completamento dello scavo fino alla quota di progetto

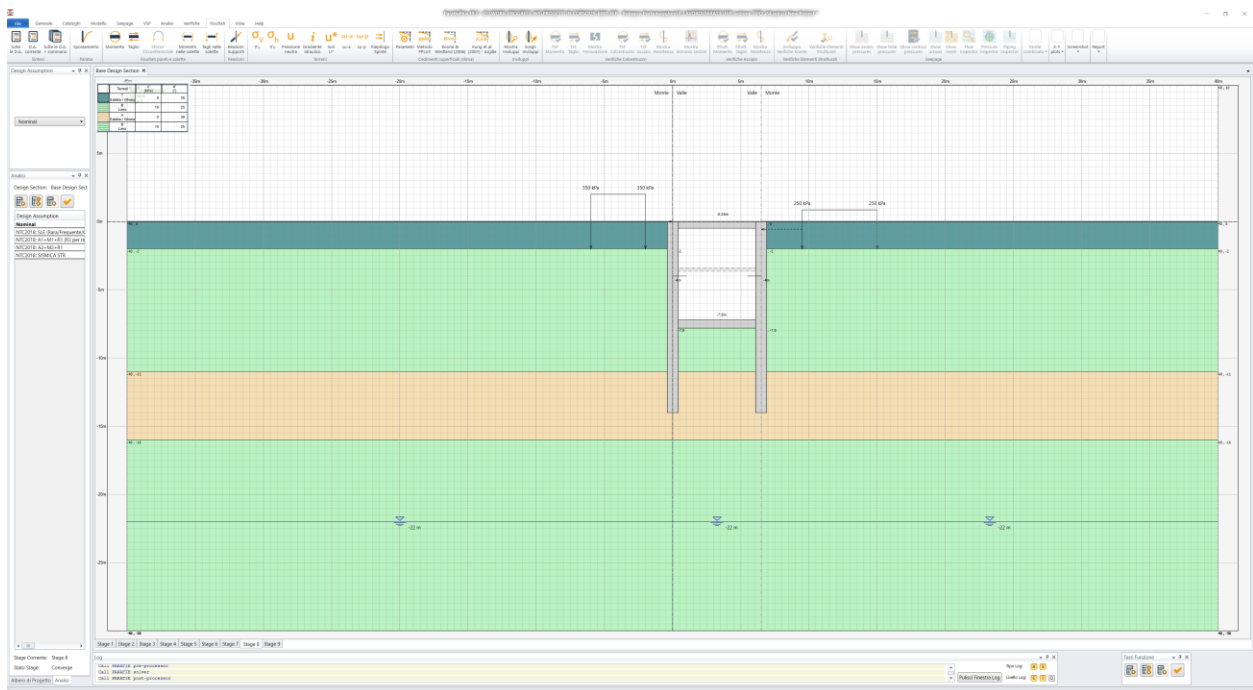


Figura 88: getto della soletta di fondo e delle fodere interne

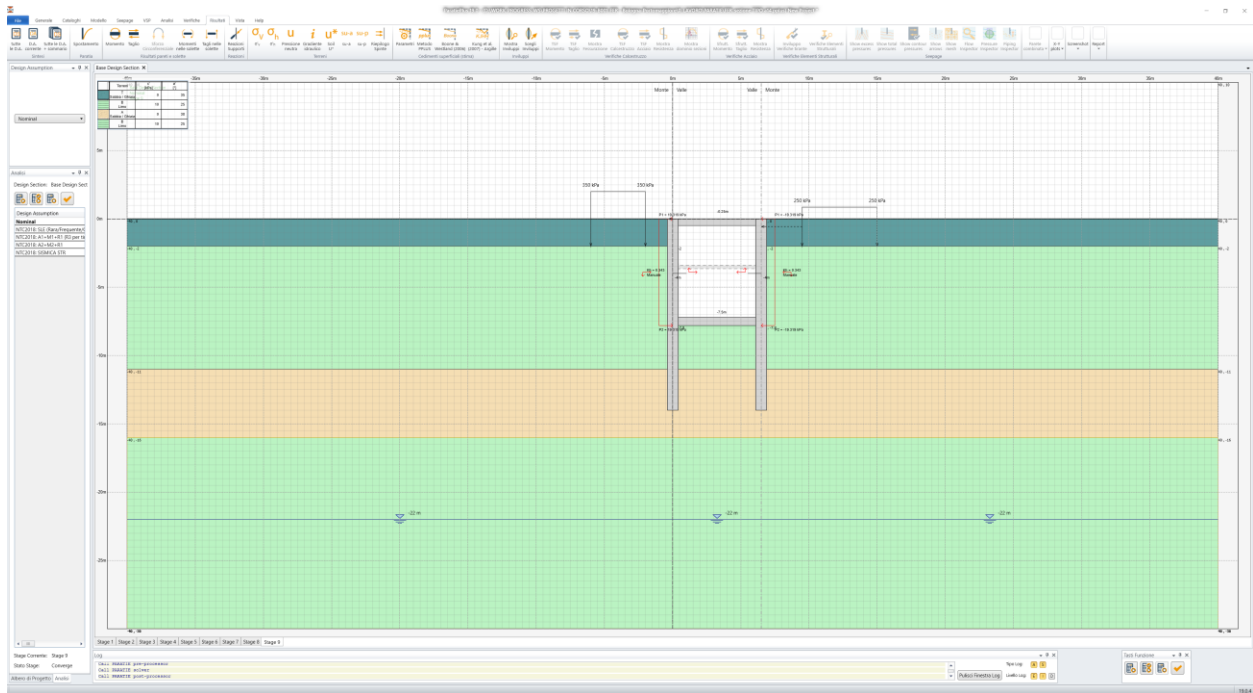


Figura 89: condizione sismica

Al fine di analizzare l'effetto interazione terreno\struttura in via più accurata (e in particolare al fine di valutare correttamente i cedimenti indotti dagli scavi in progetto), vista la presenza di un'opera esistente in prossimità degli scavi, è stata condotta anche una modellazione alle Differenze Finiti del complesso terreno-struttura; si rimanda all'**ALLEGATO A – Analisi avanzata dell'interazione terreno\struttura SEZIONE TIPO A14** per maggiori dettagli.

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:

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

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:

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

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

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/m².

In fase definitiva si considera invece, in via cautelativa, un sovraccarico a tergo pari 30 kN/m².

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

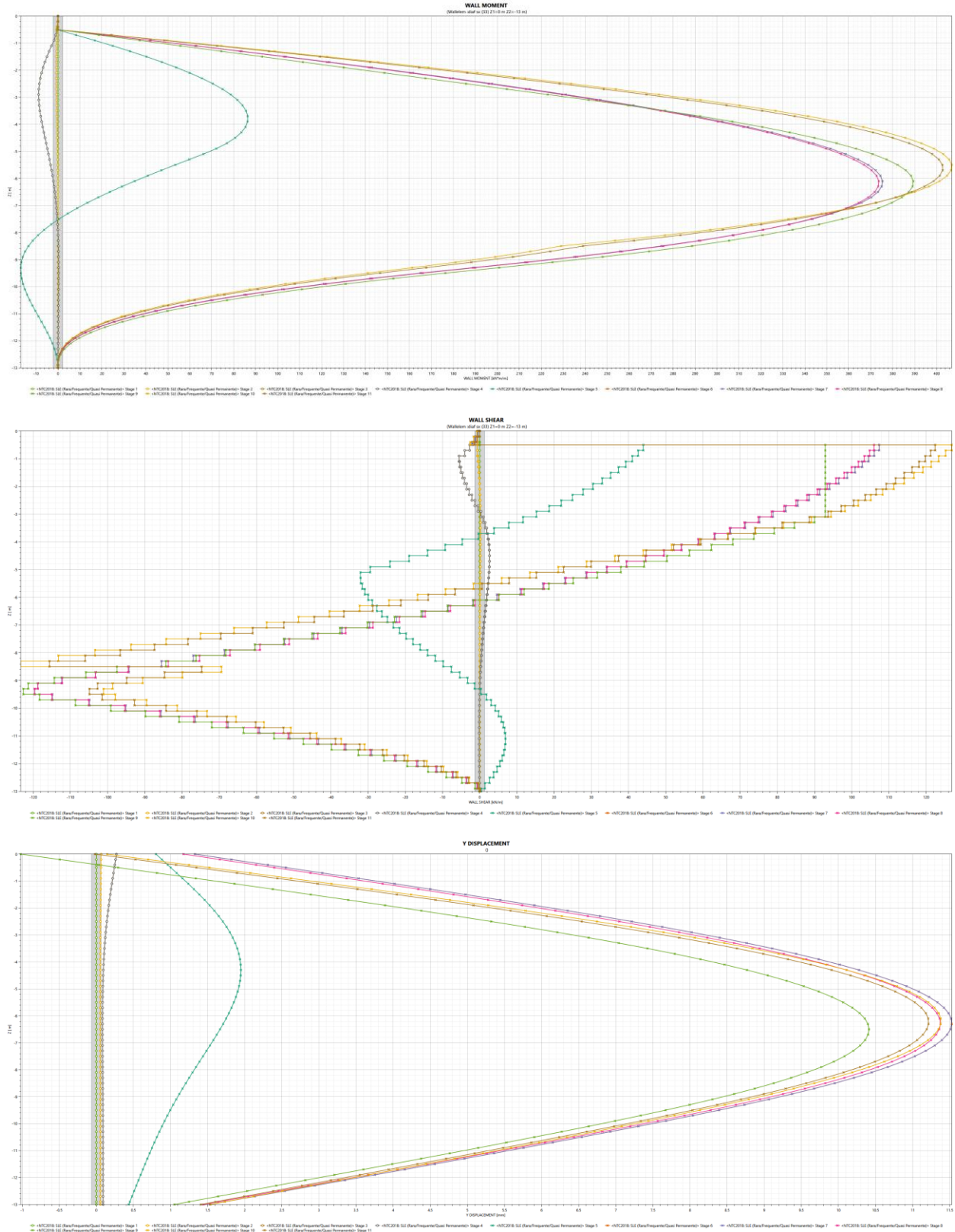
Al fine di valutare possibili scenari futuri, viene simulato anche lo scavo in fregio ai diaframmi per una profondità di 3m da p.c.

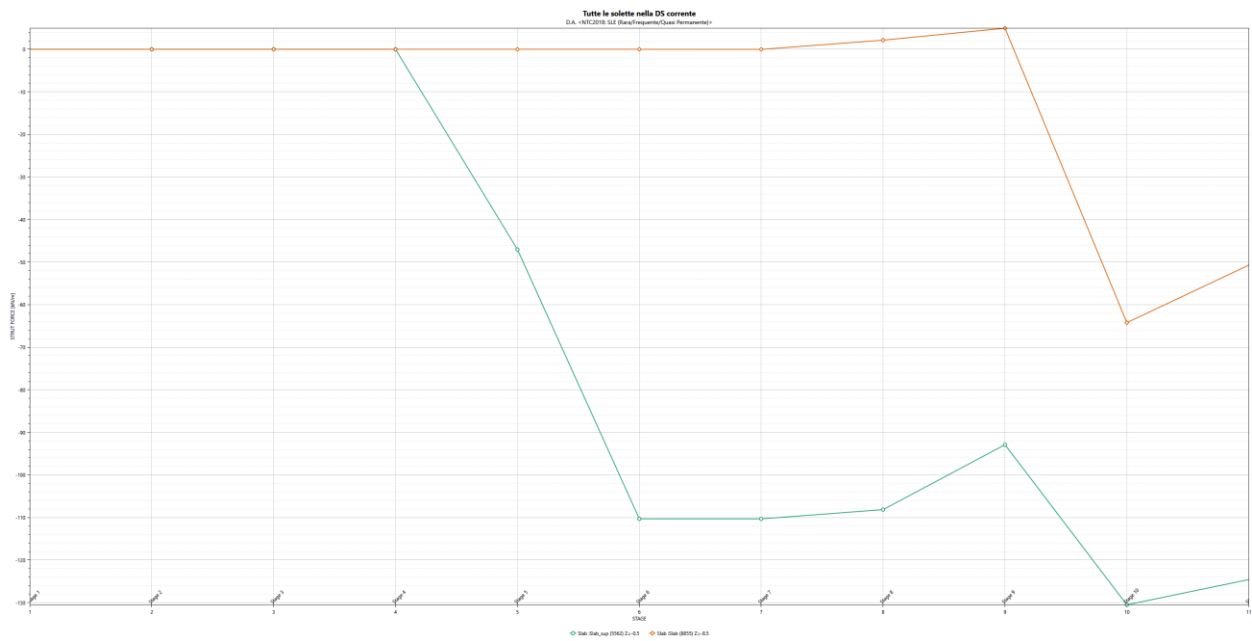
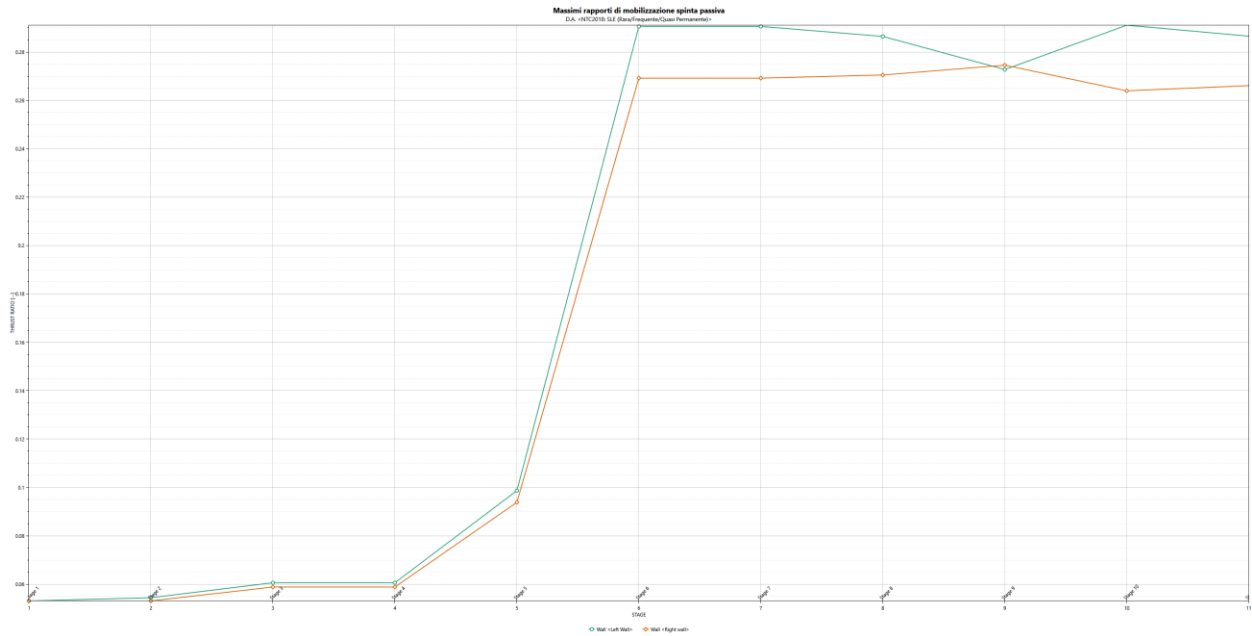
Per profondità superiori si rimanda a valutazioni di dettaglio da eseguirsi caso per caso.

7.5 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

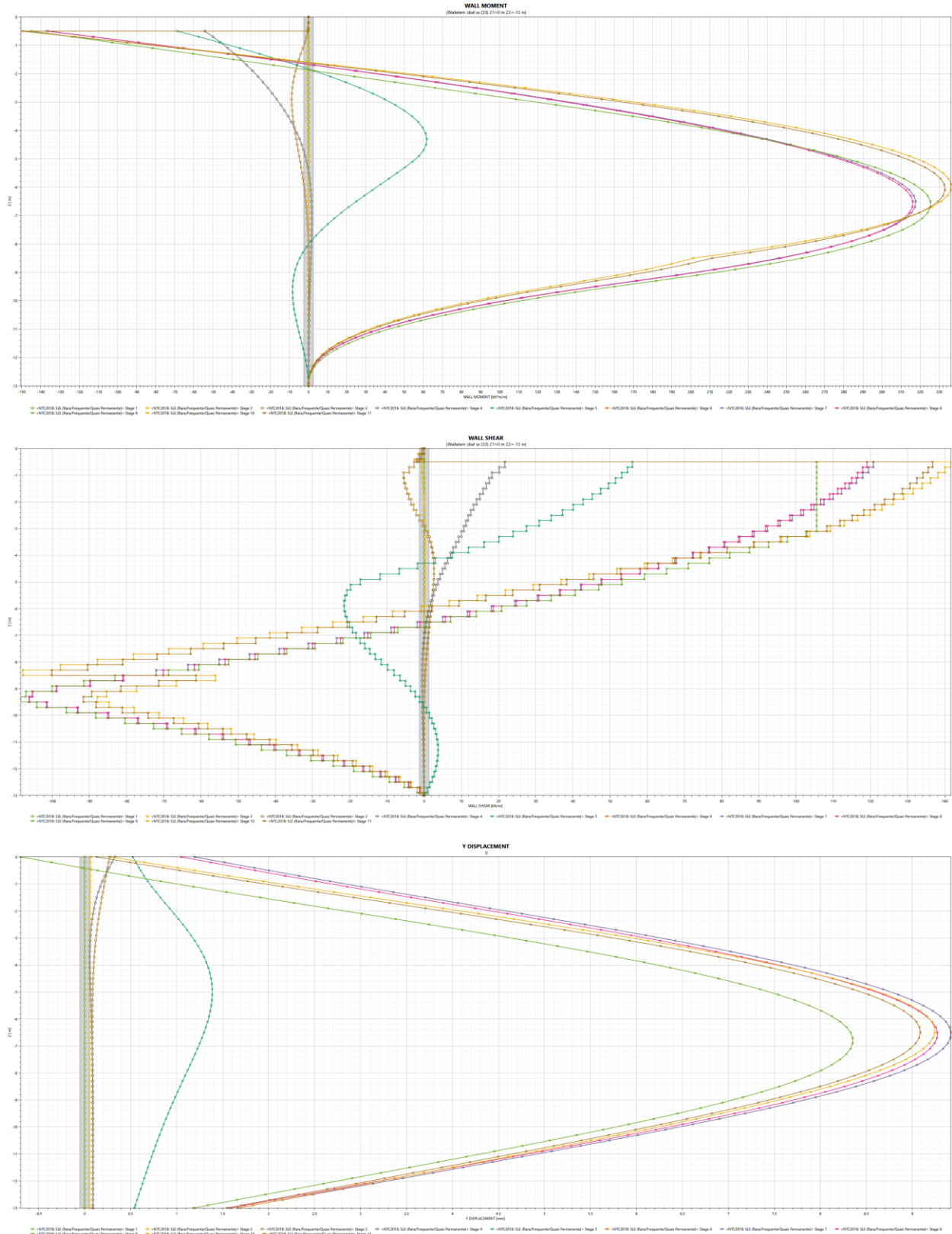
Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione e deformazione nella combinazione ANALISI 1 per le differenti sezioni di calcolo analizzate.

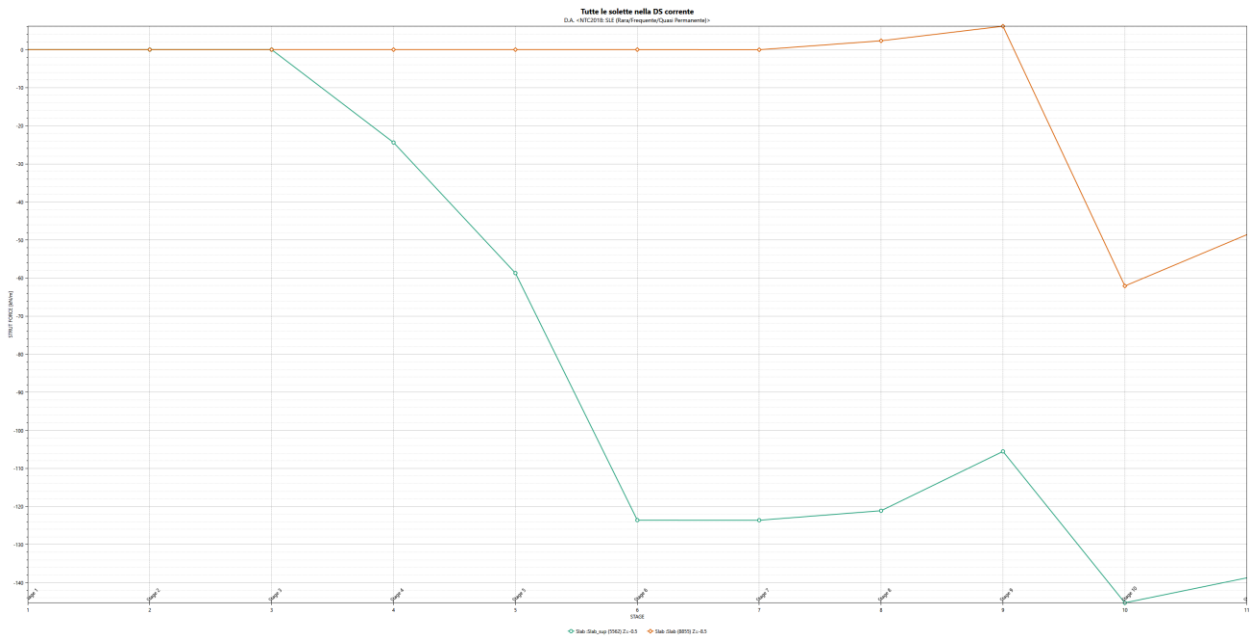
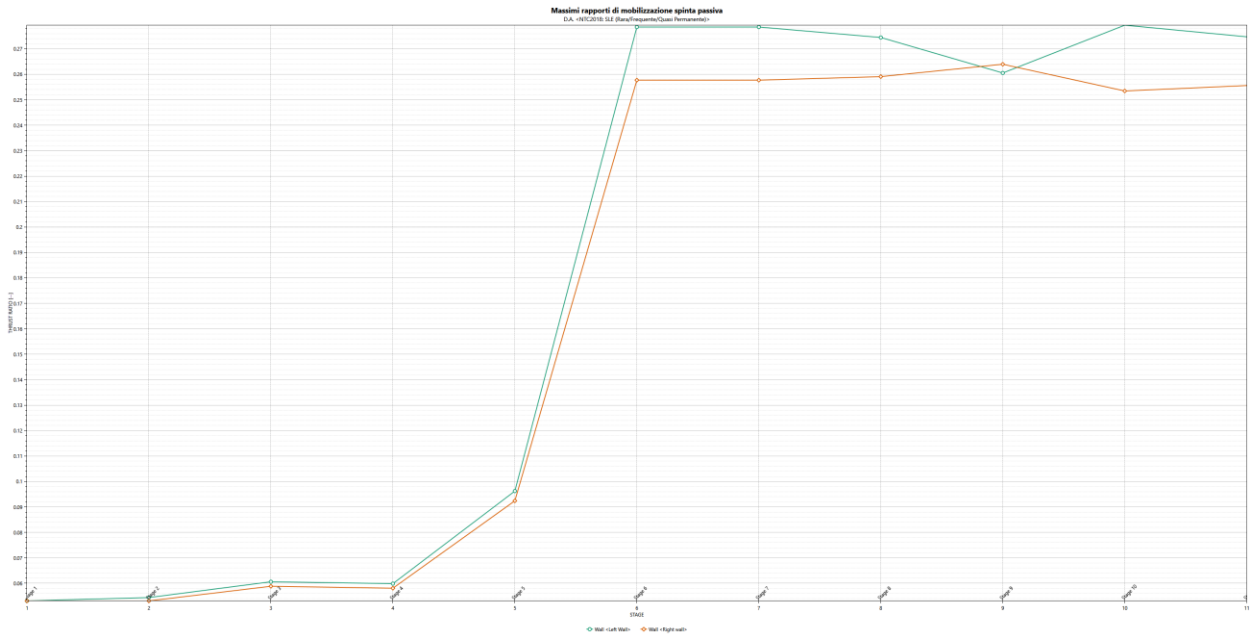
7.5.1 Sollecitazioni pannelli TIPO 1



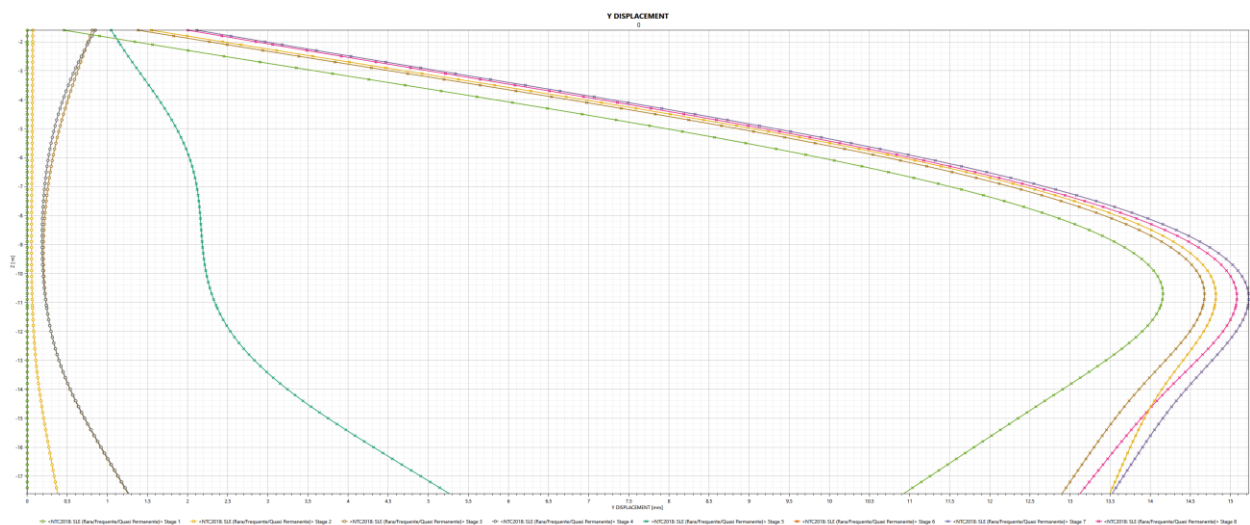
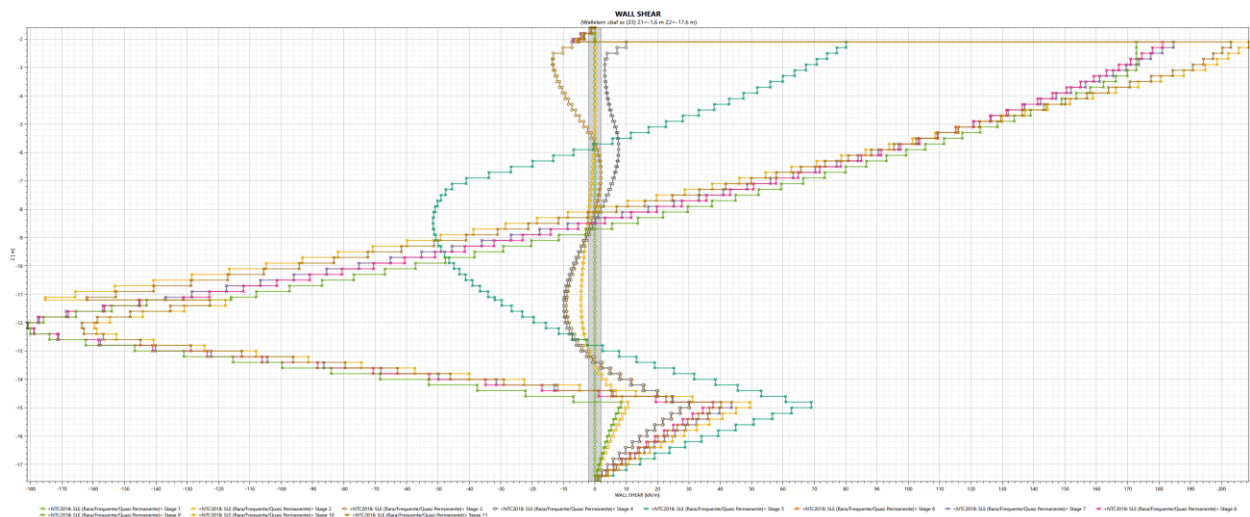
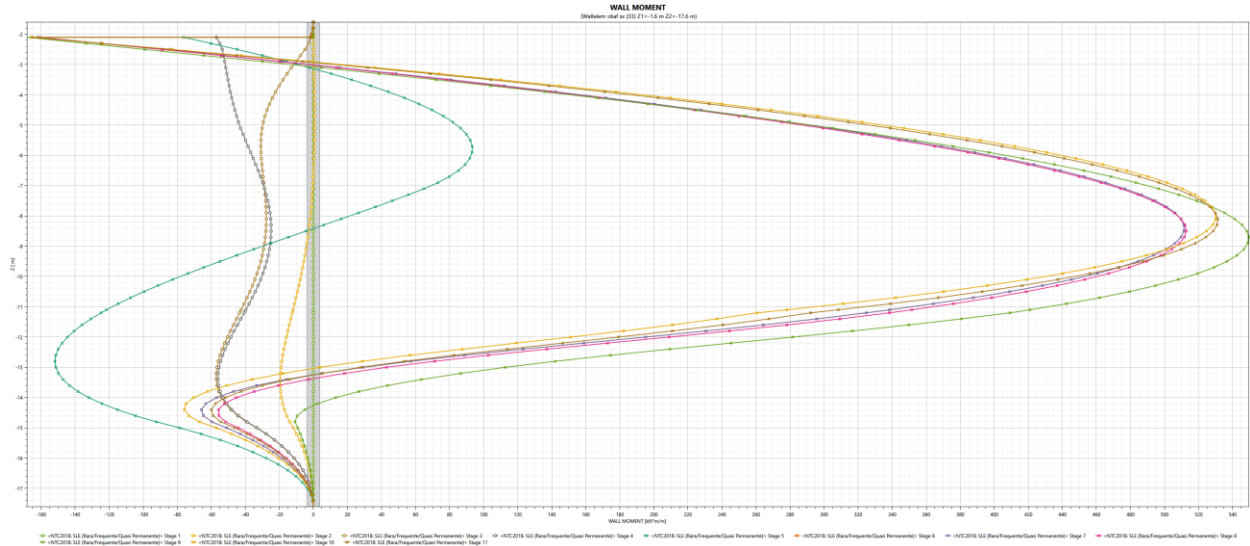


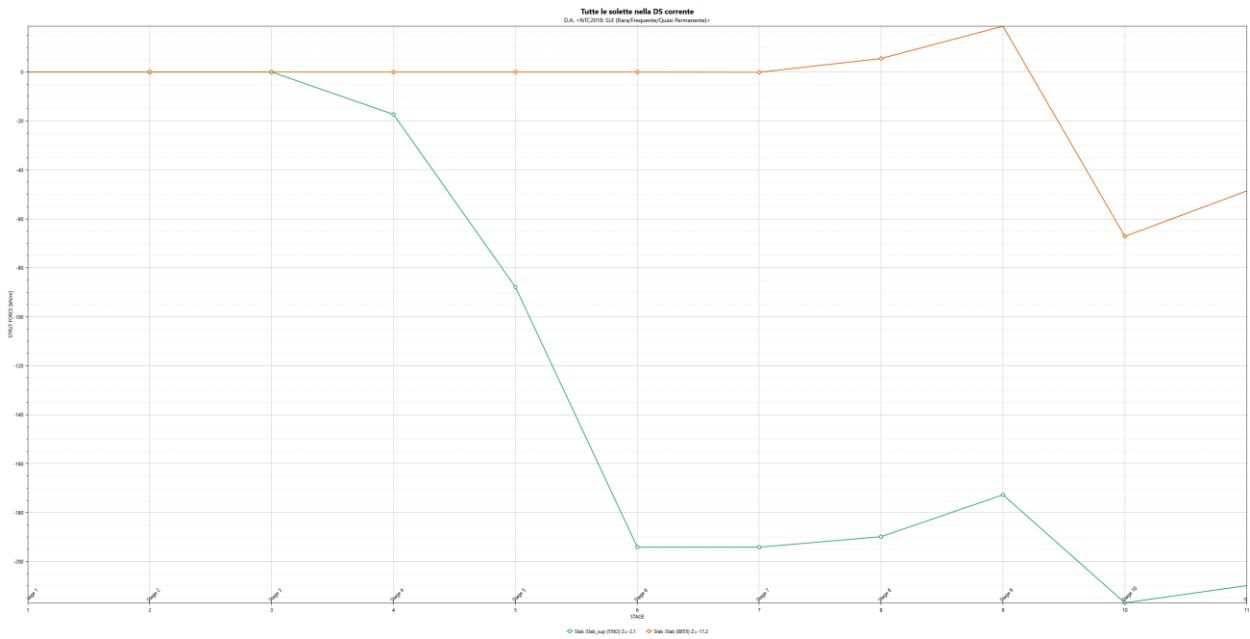
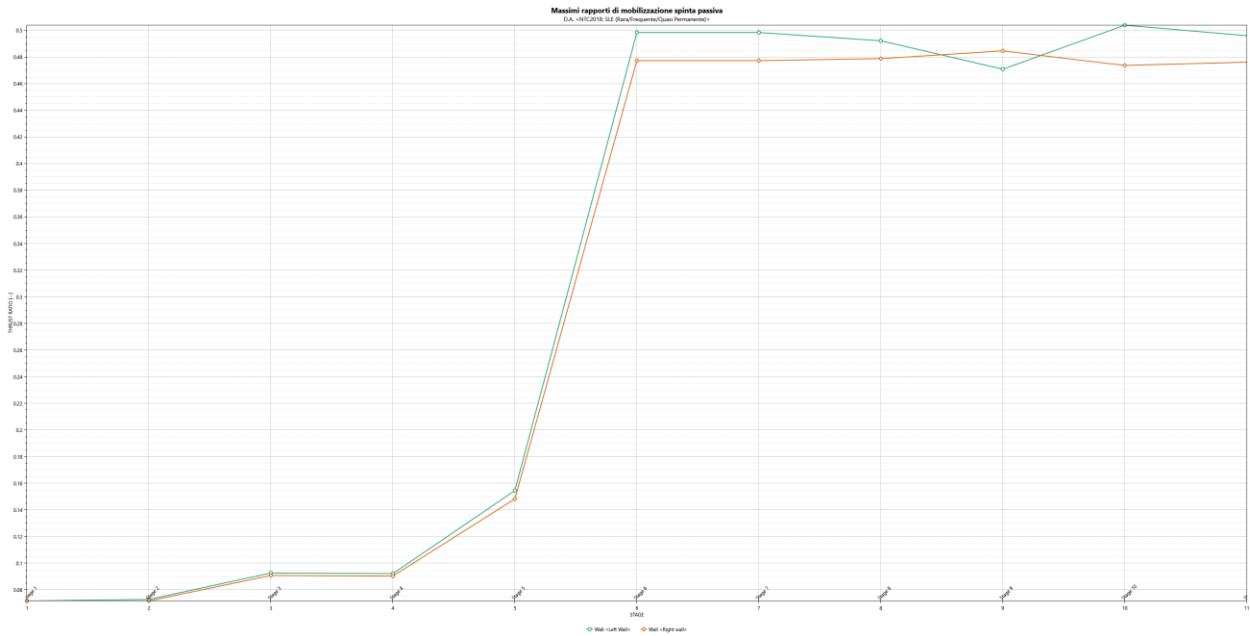
7.5.2 Sollecitazioni pannelli TIPO 2



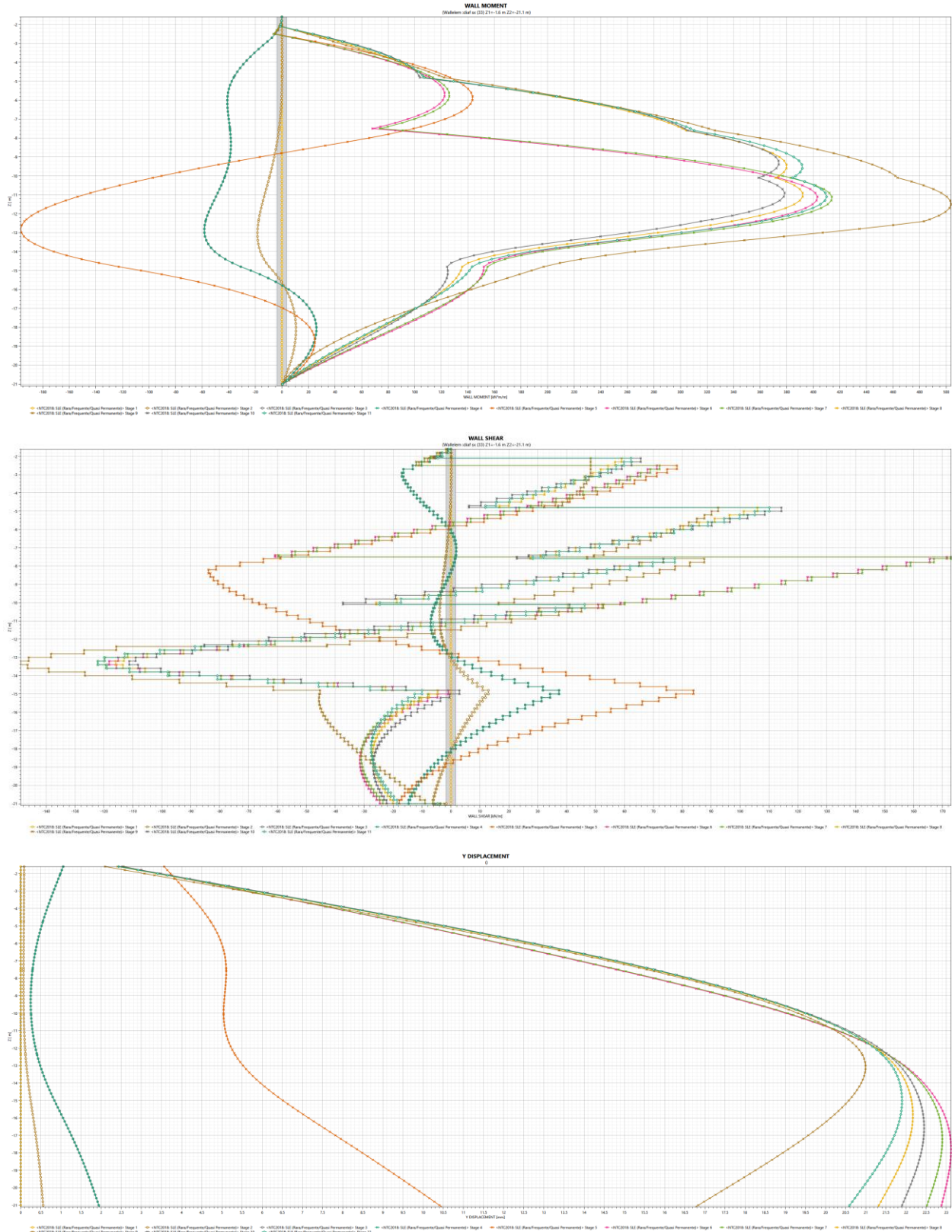


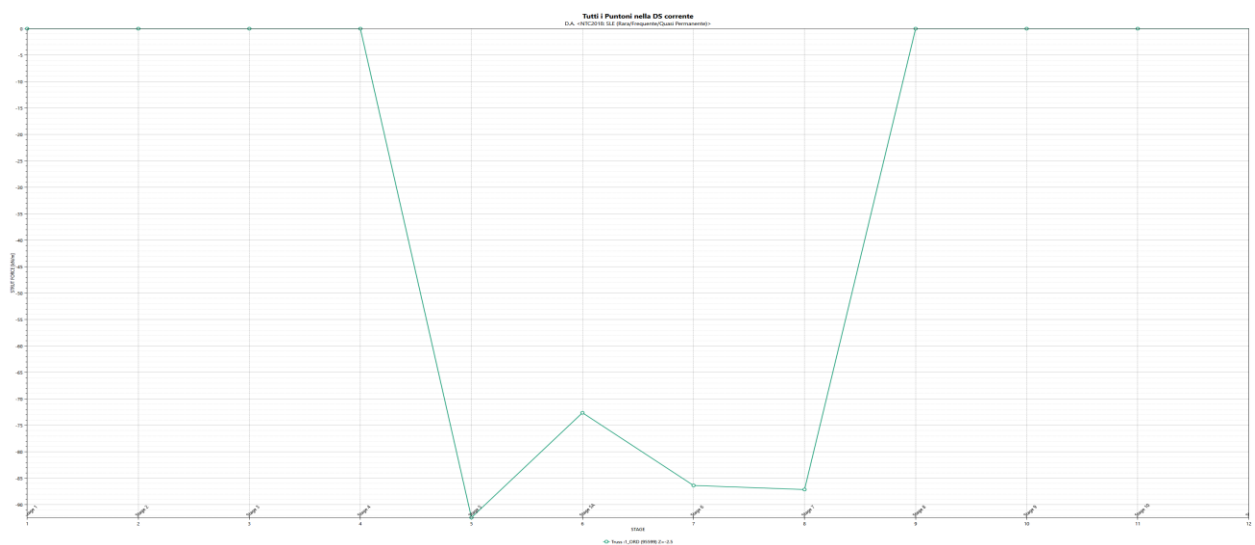
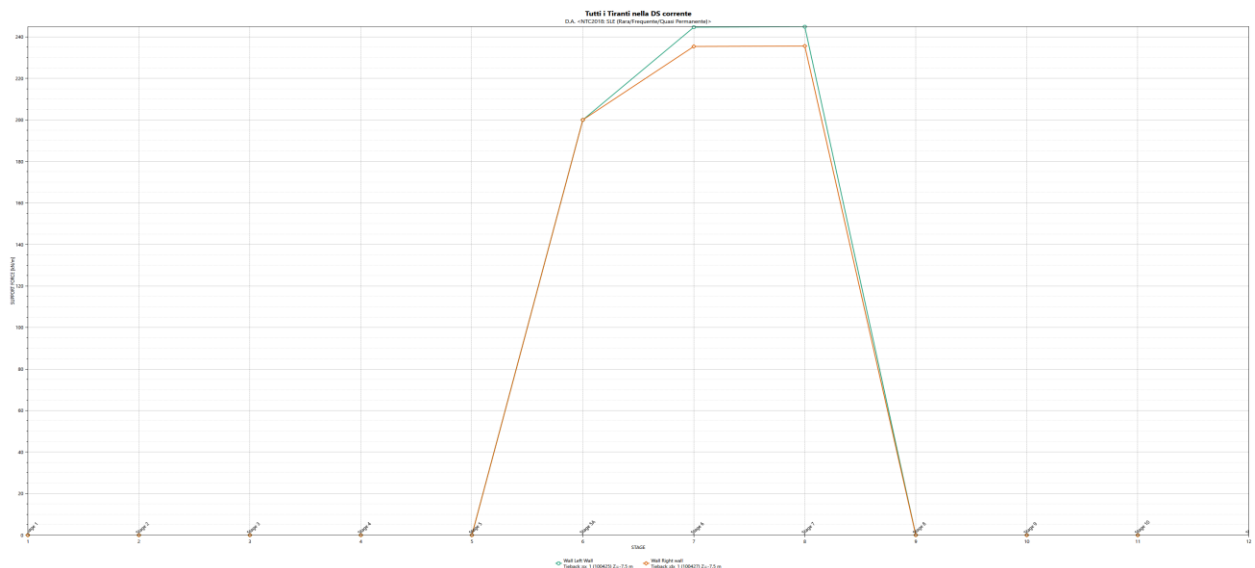
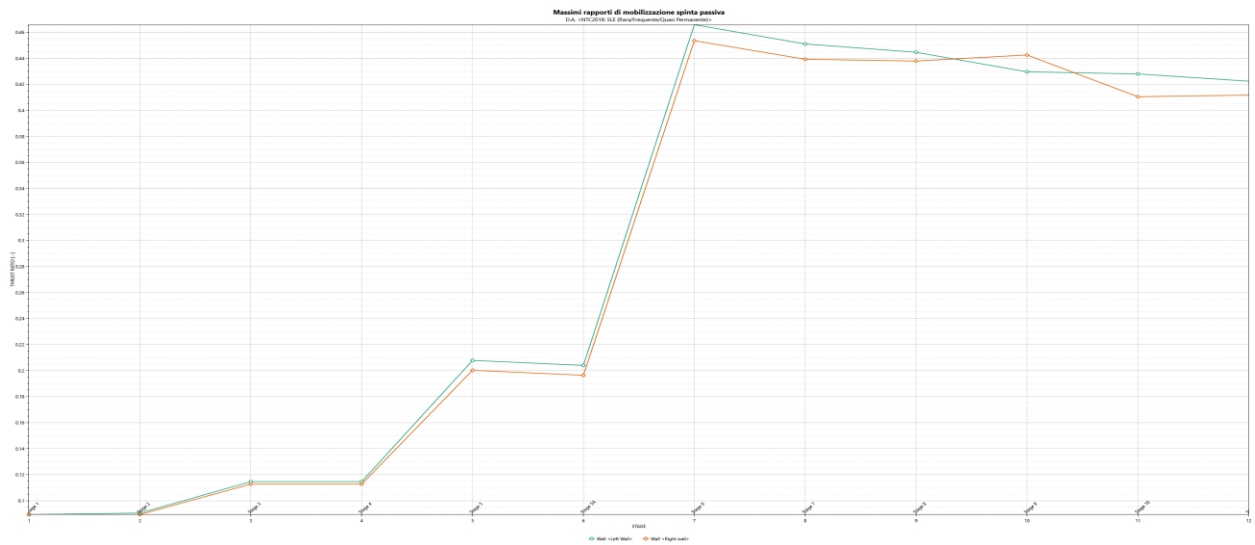
7.5.3 Sollecitazioni pannelli TIPO 3

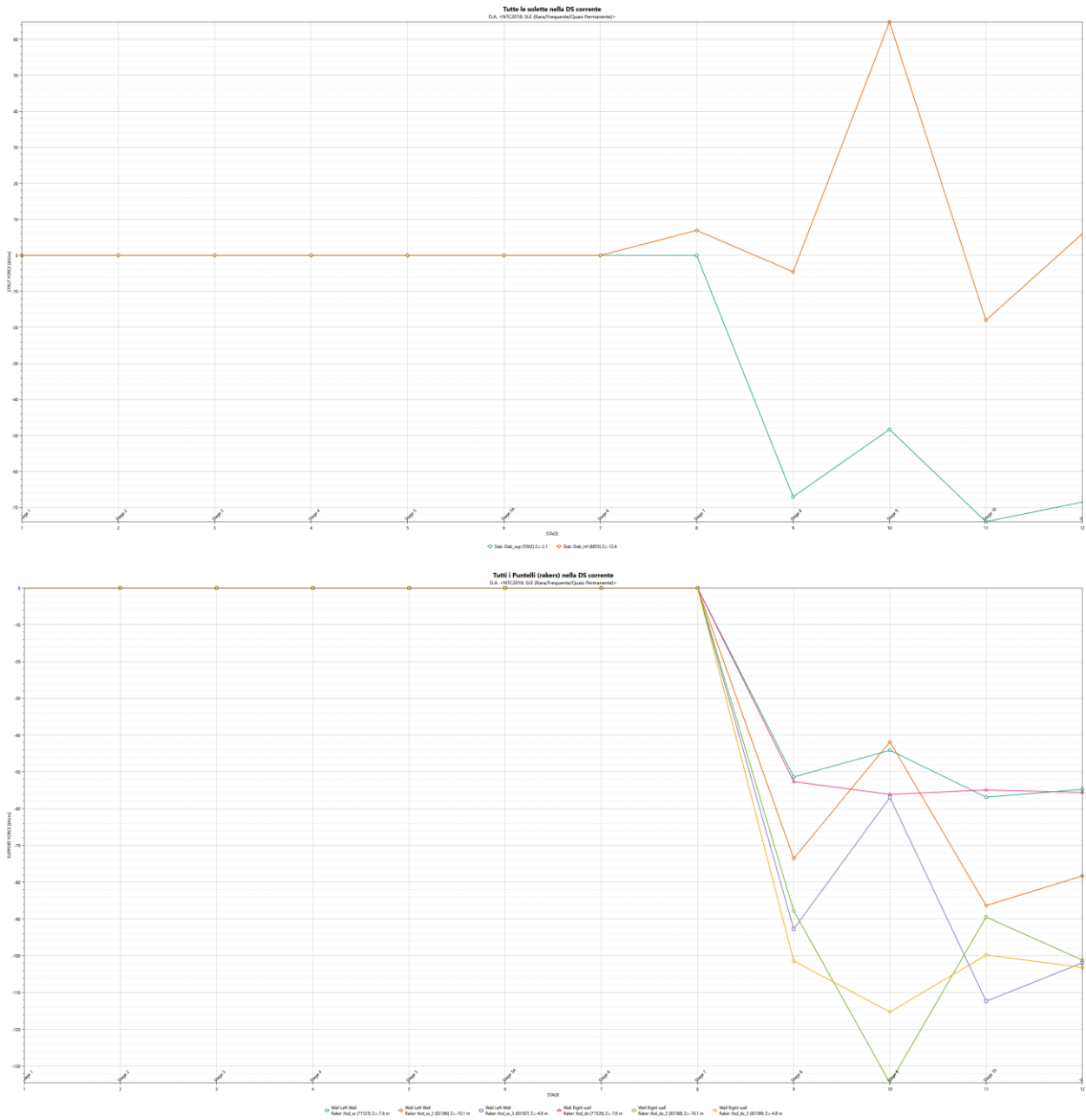




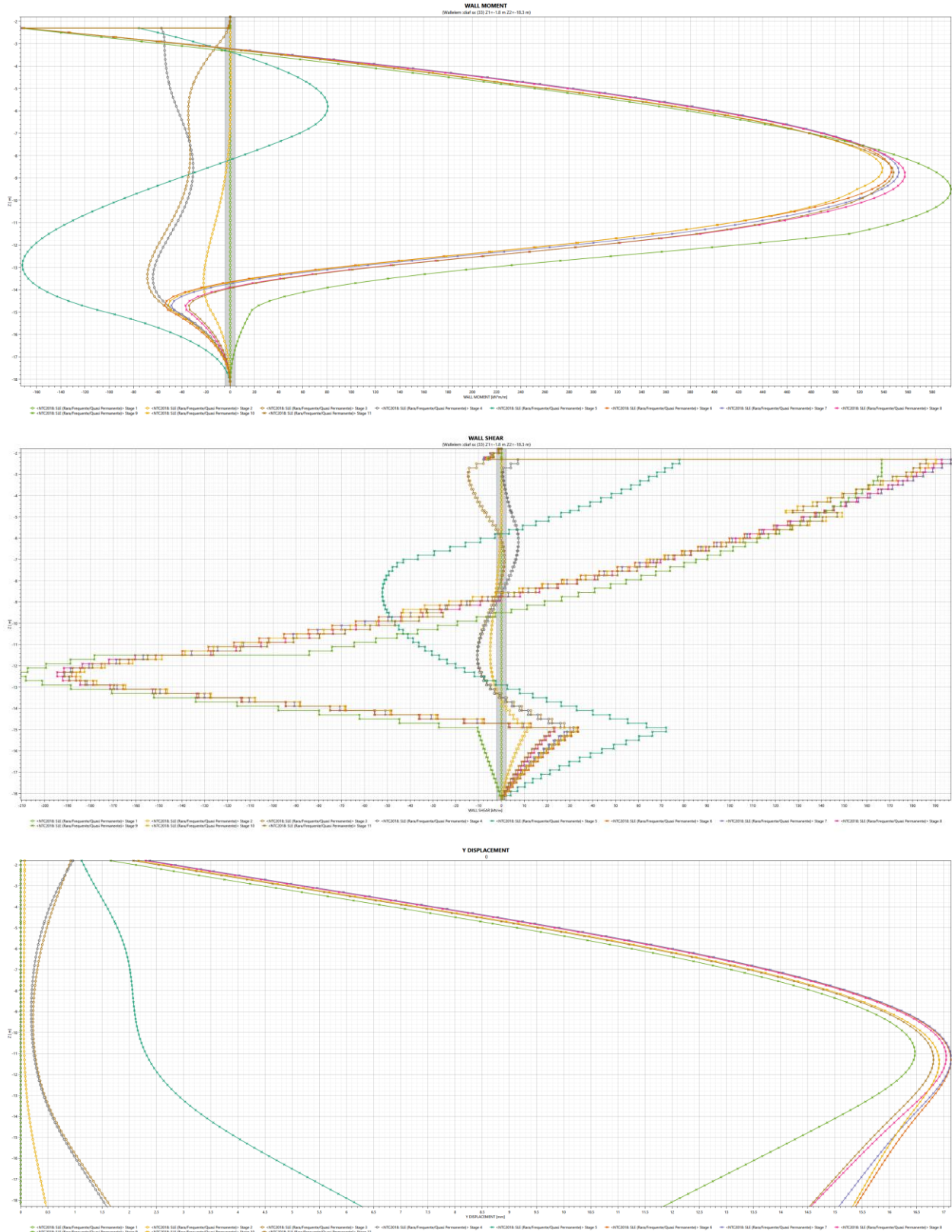
7.5.4 Sollecitazioni pannelli TIPO 4

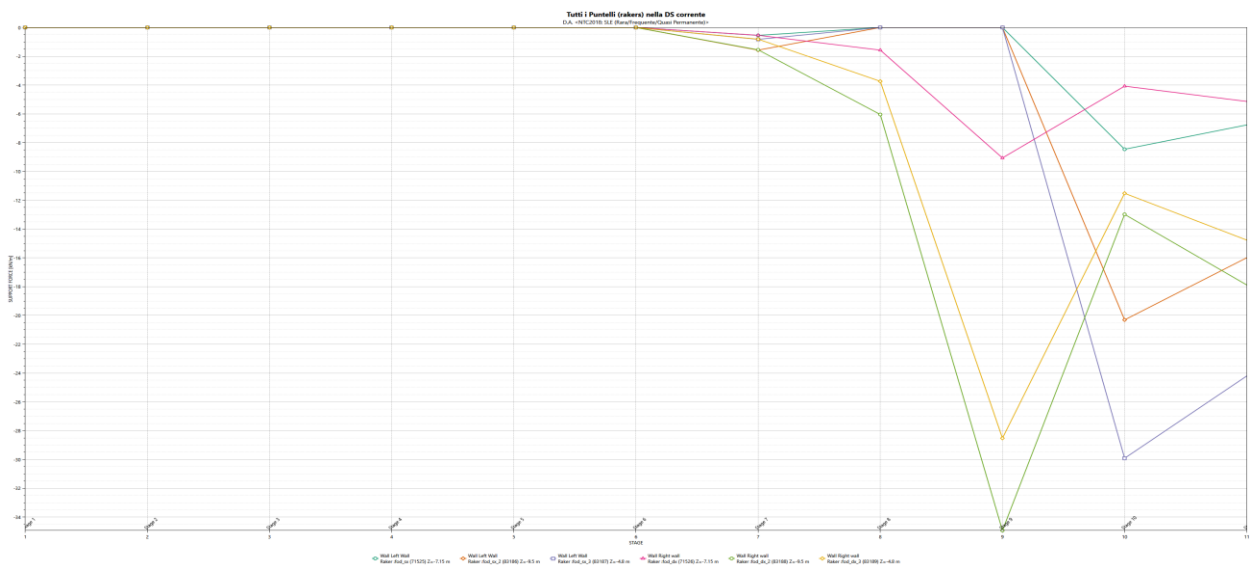
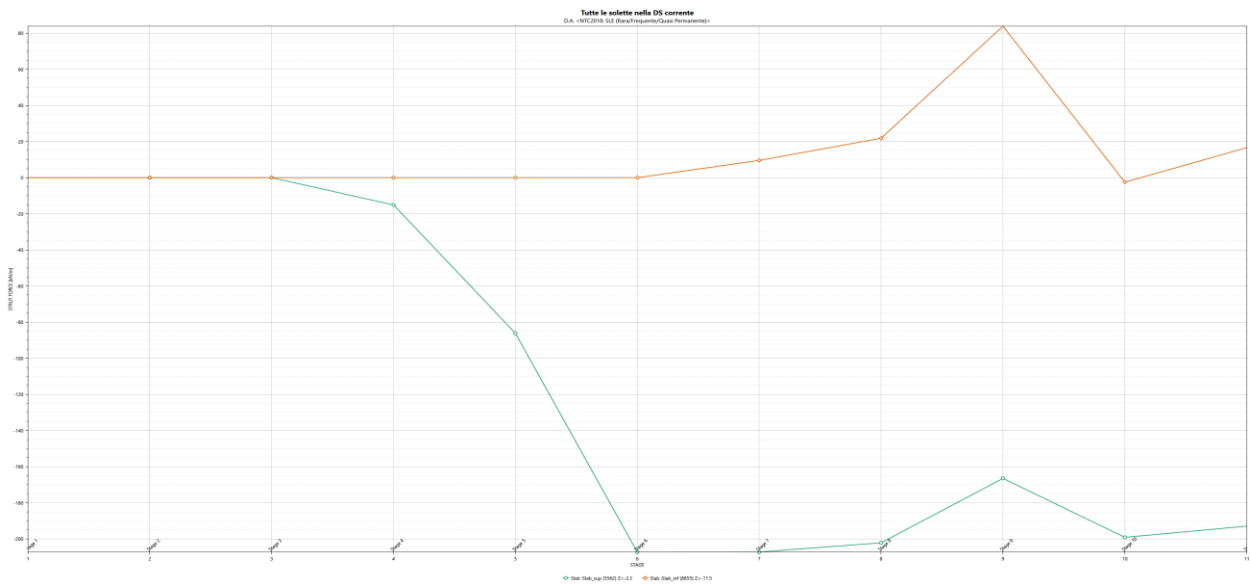
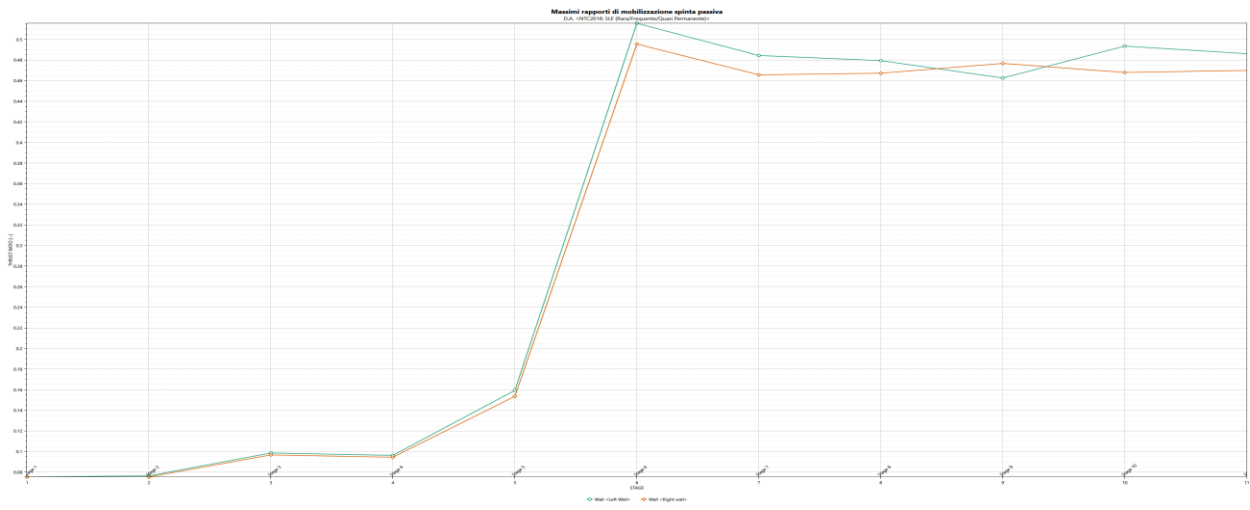




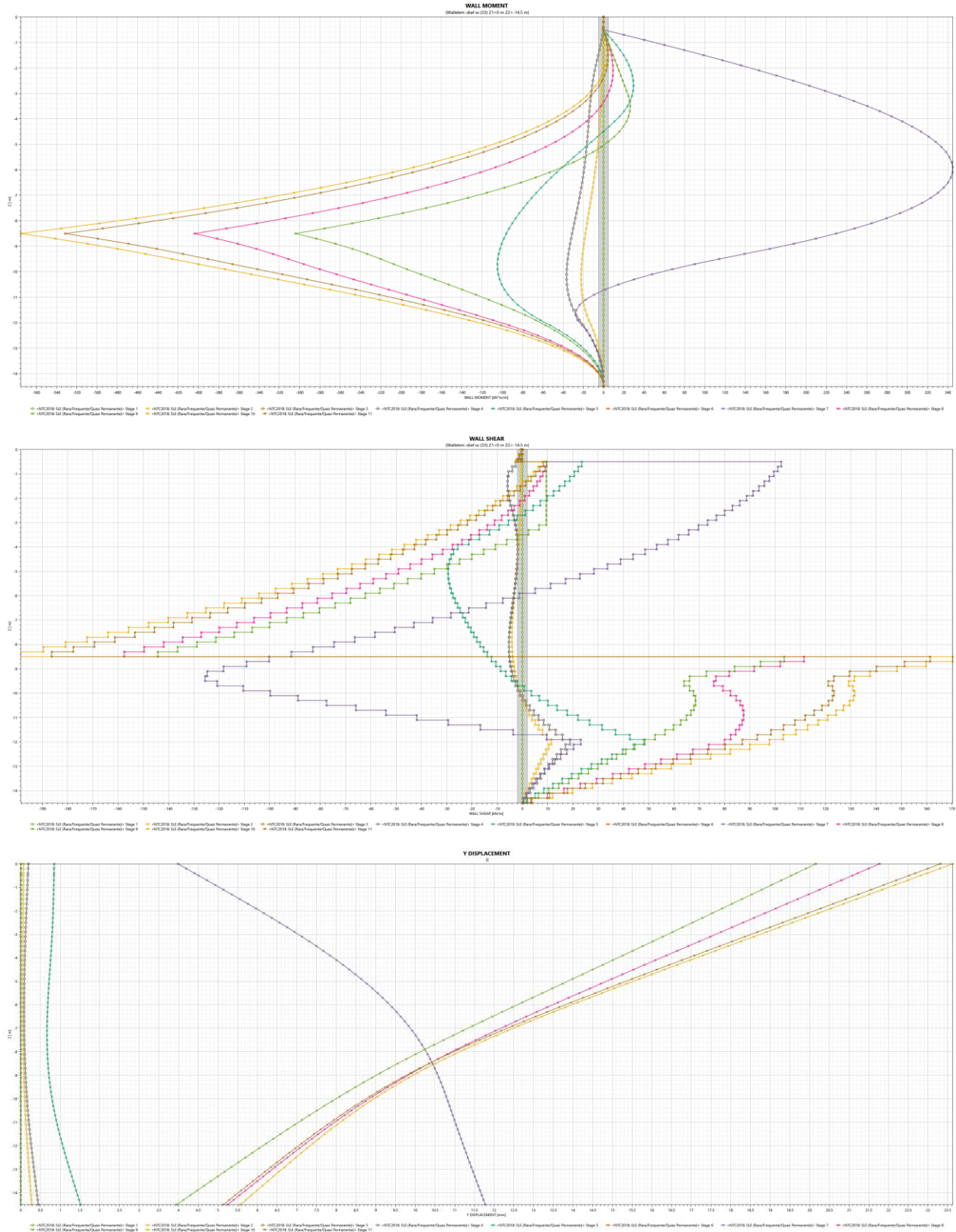


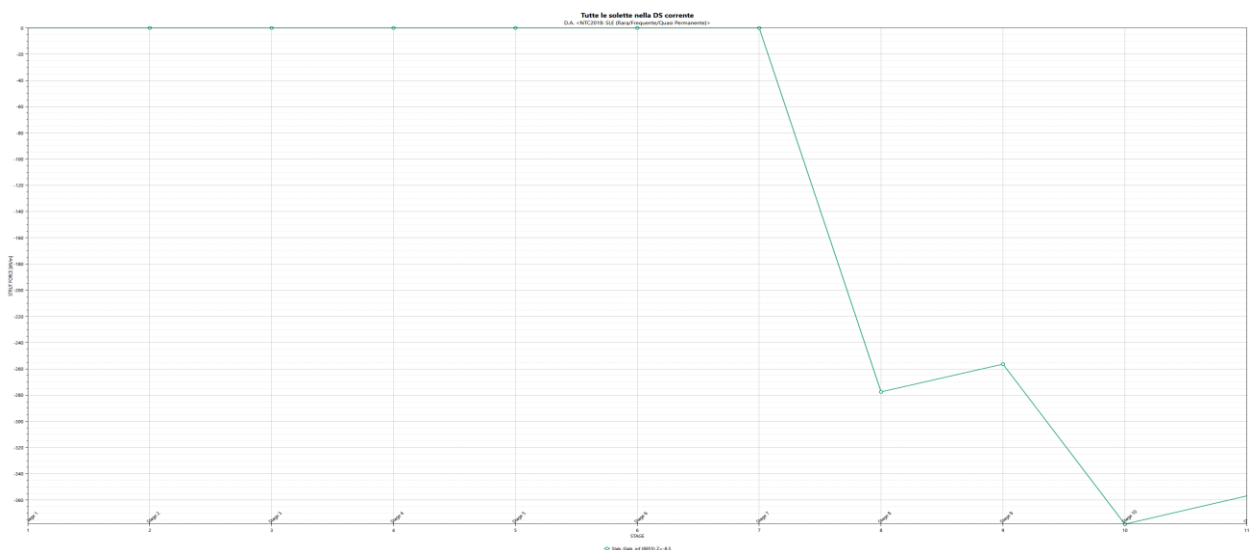
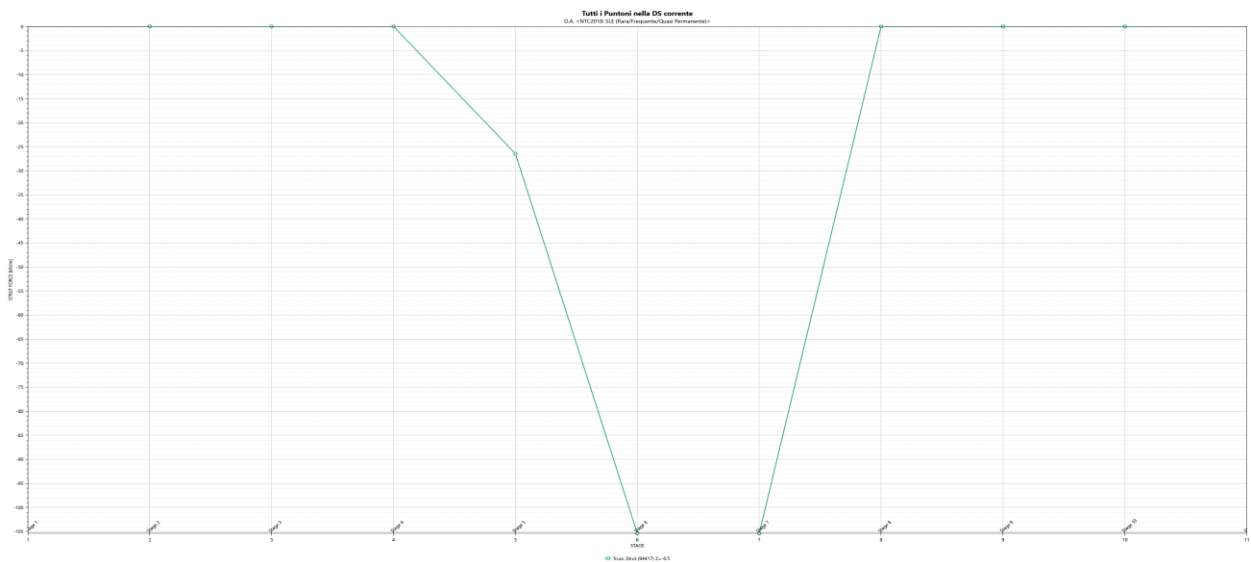
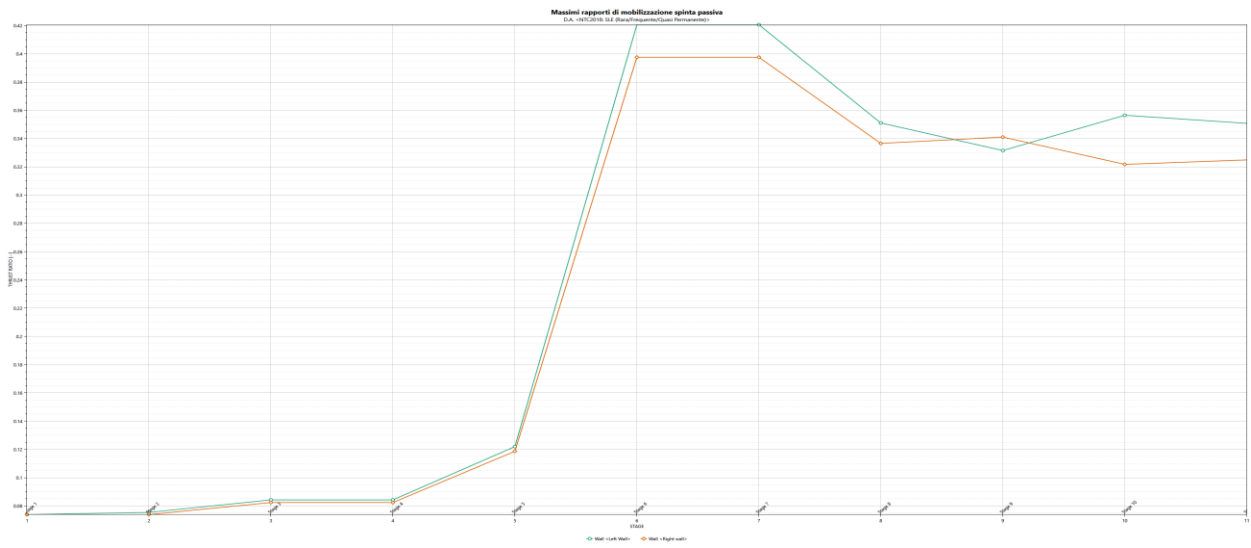
7.5.5 Sollecitazioni pannelli TIPO 5

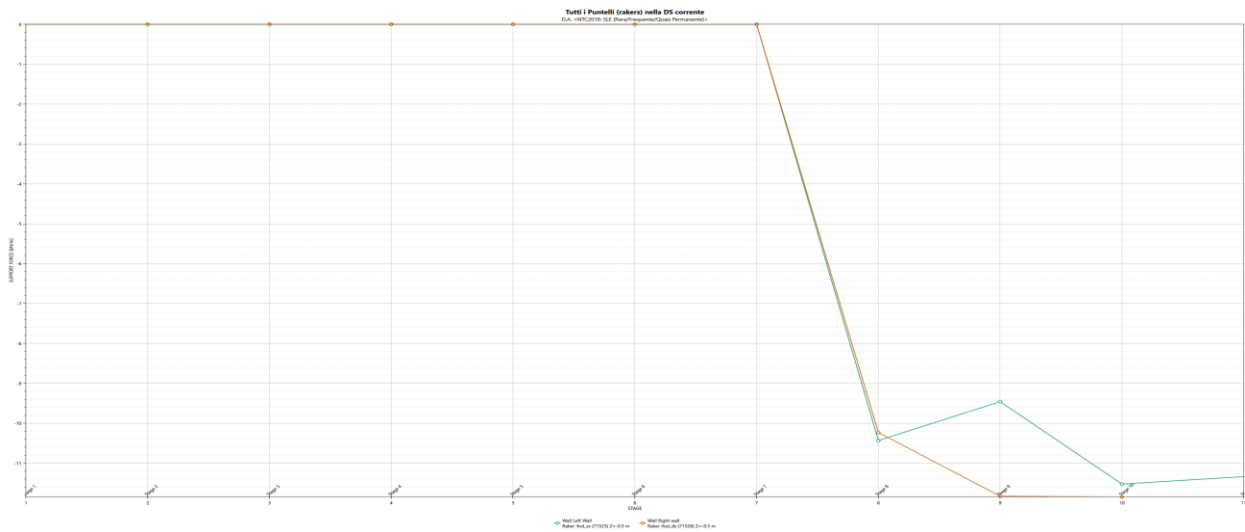




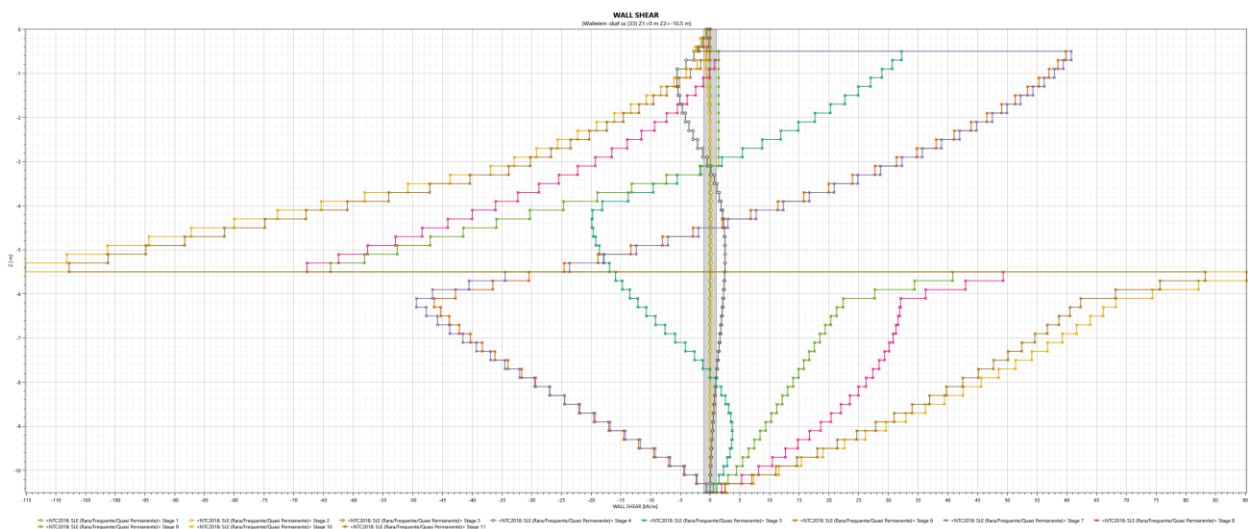
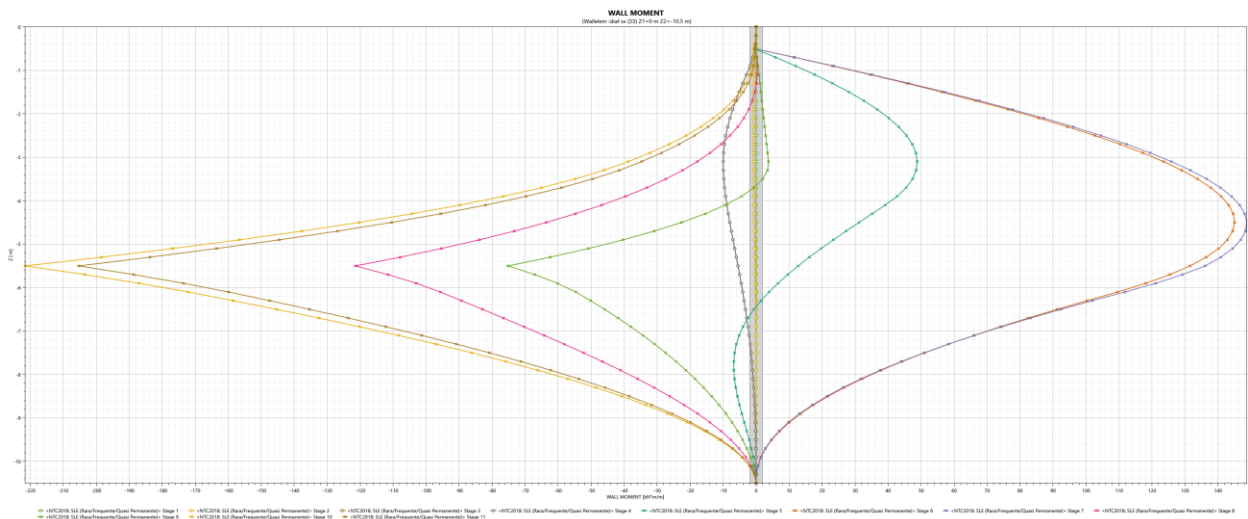
7.5.6 Sollecitazioni pannelli TIPO 6

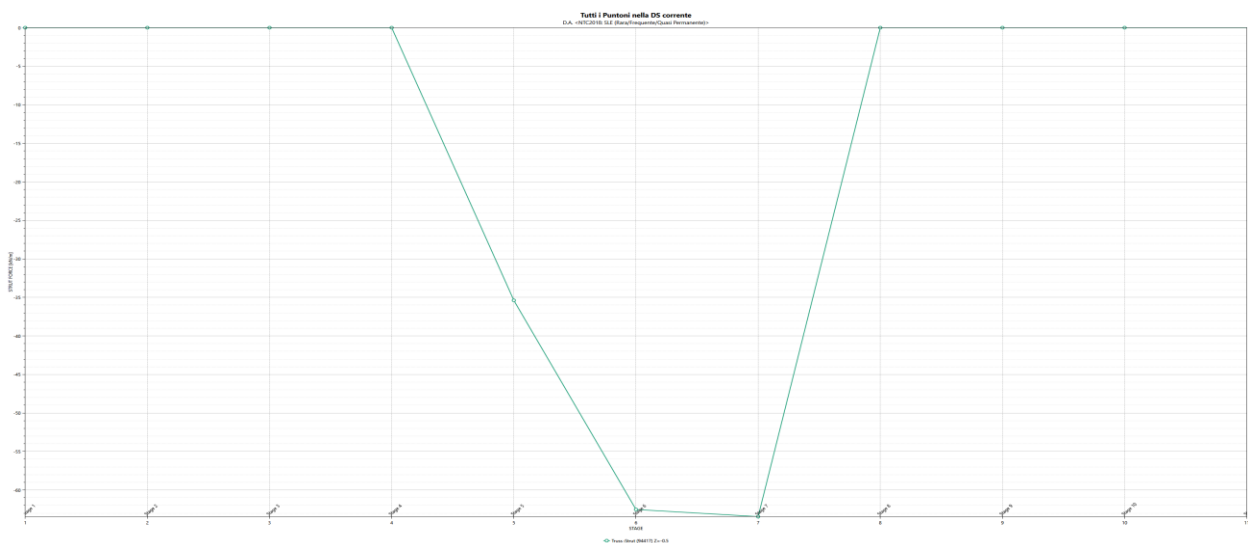
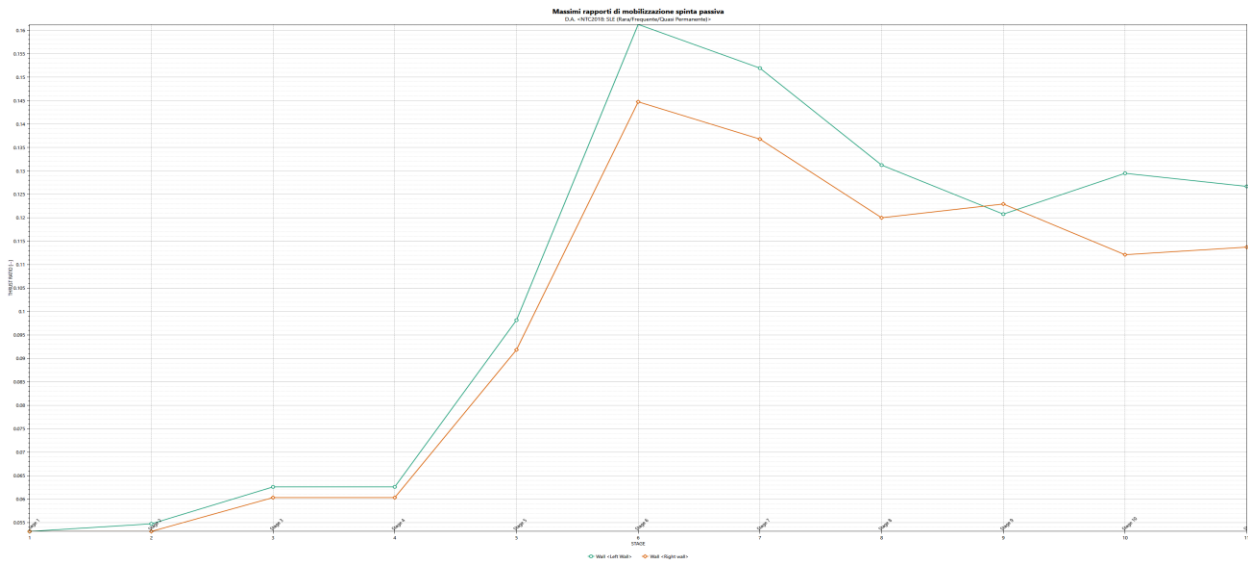
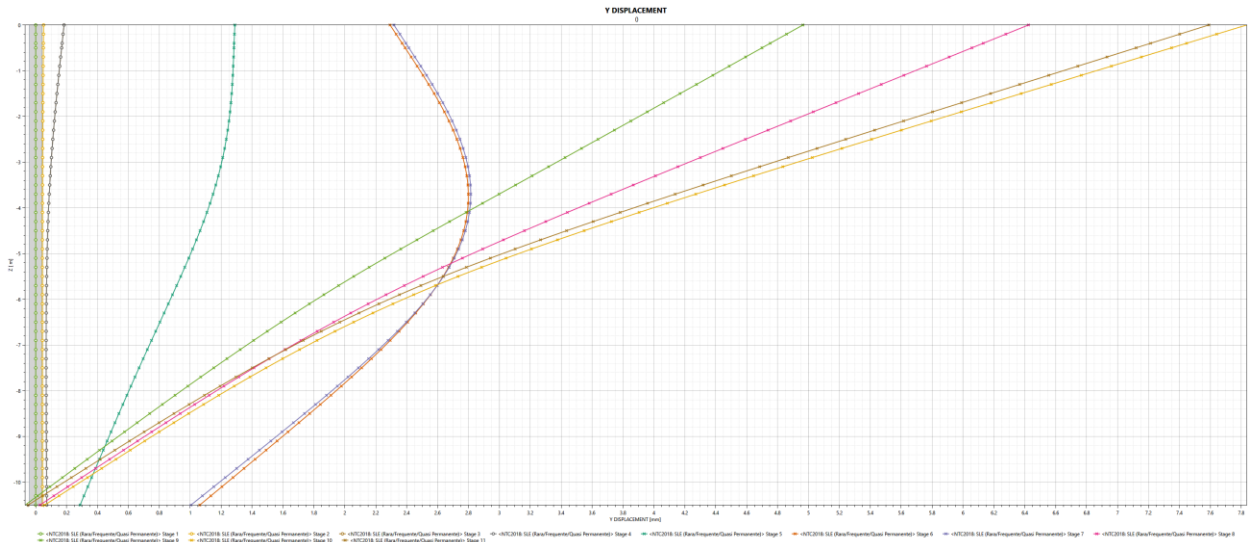


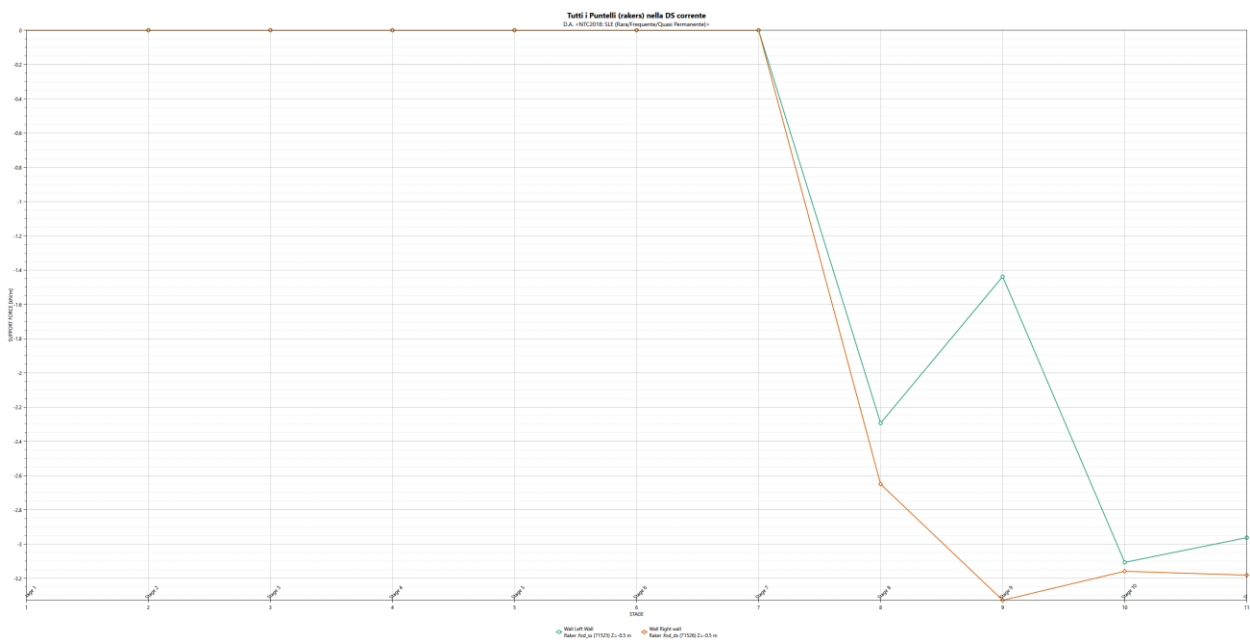
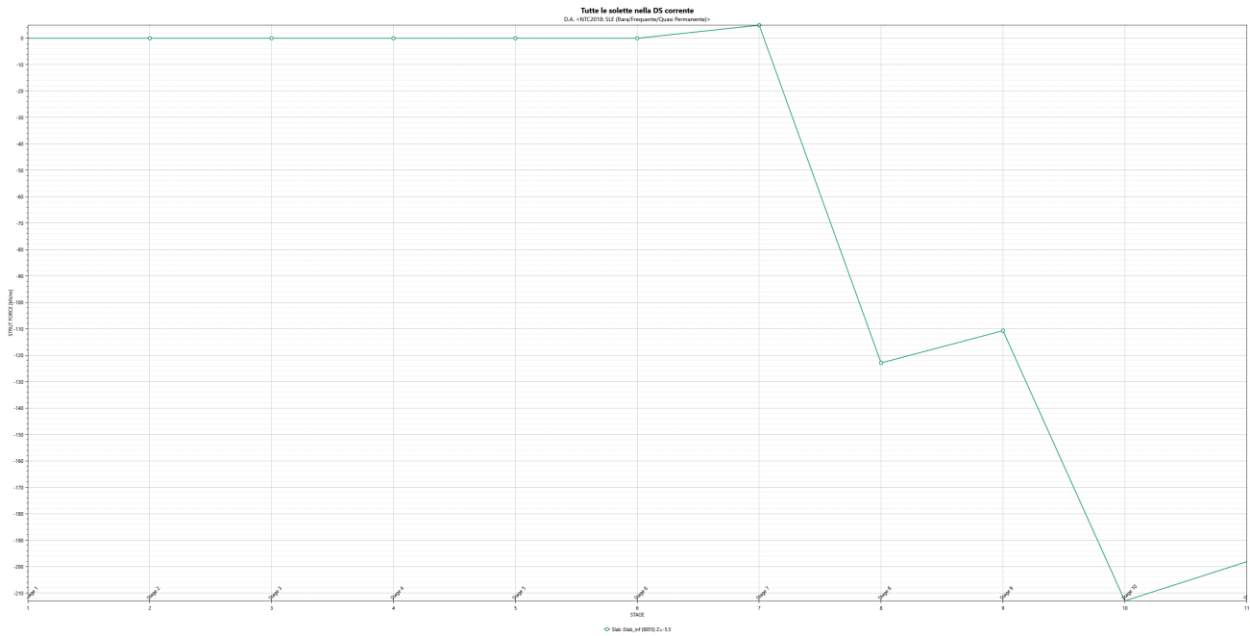




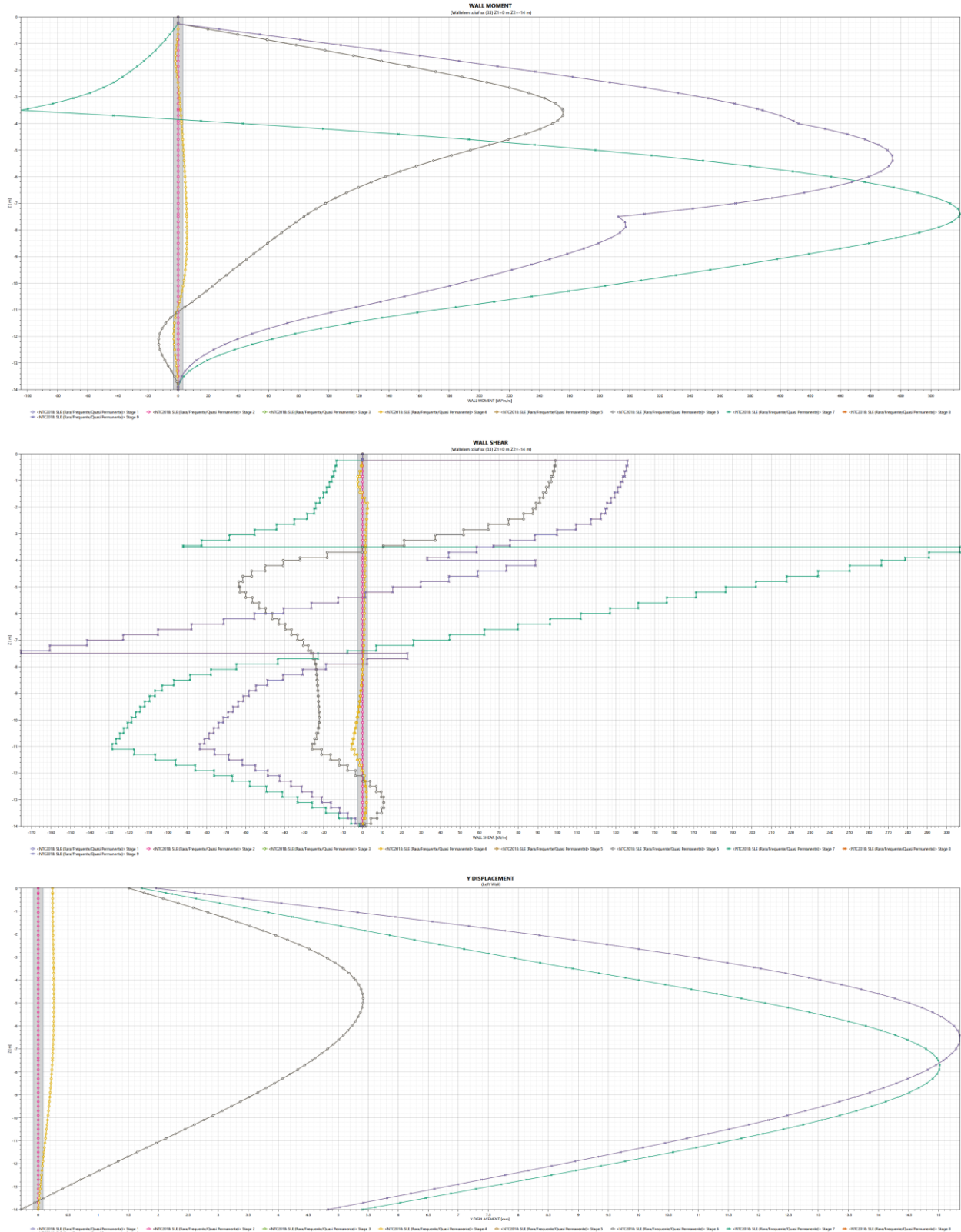
7.5.7 Sollecitazioni pannelli TIPO 7a\7b\7c

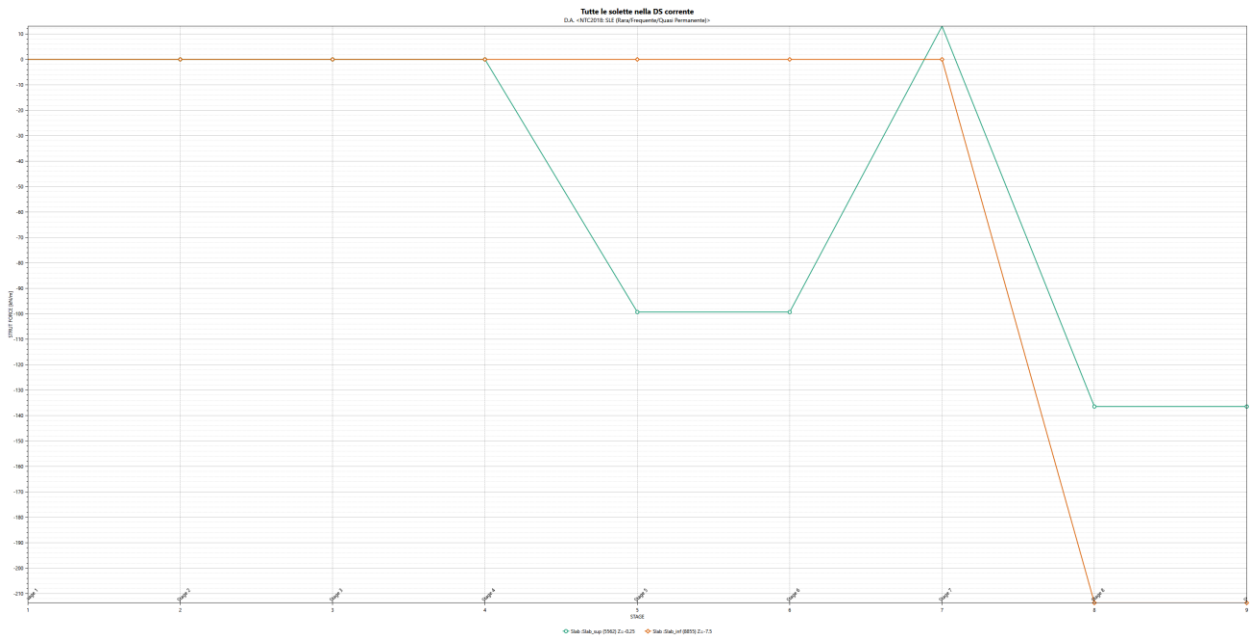
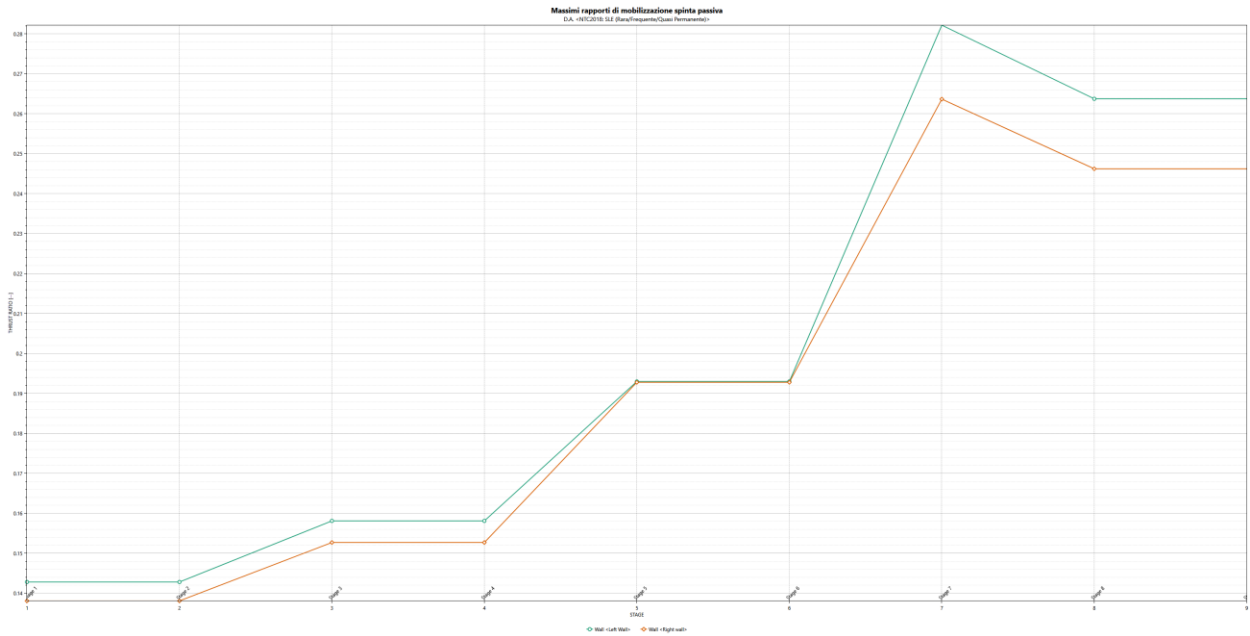


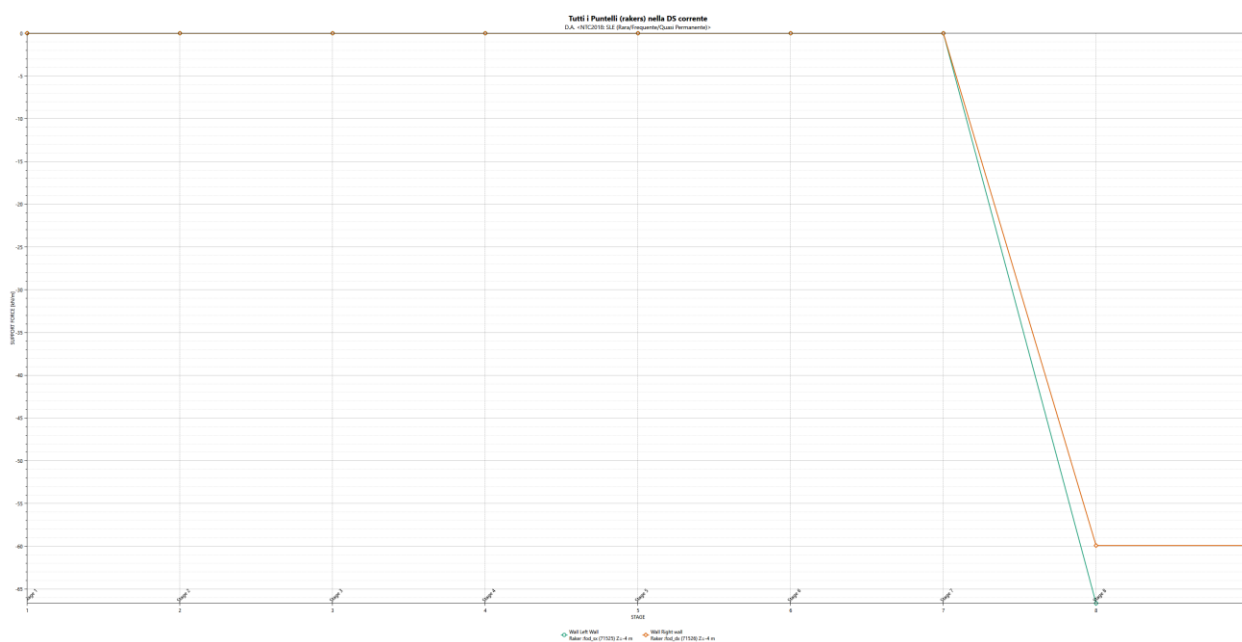
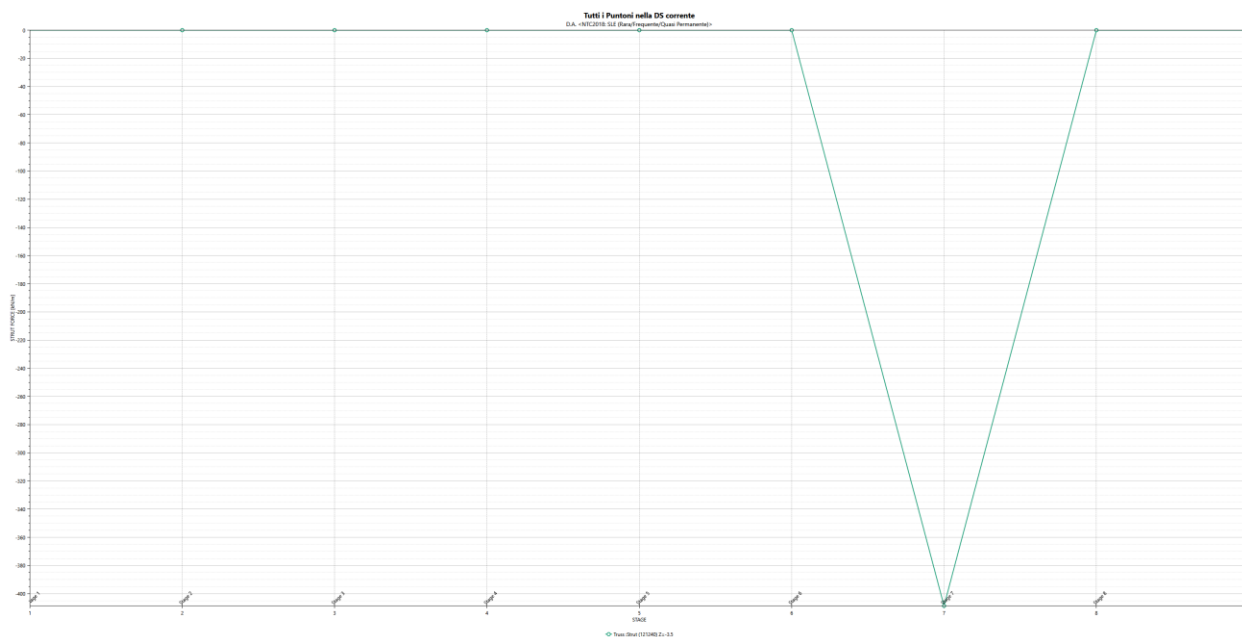




7.5.8 Sollecitazioni pannelli TIPO A14







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 1

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	0 \ 410	-90	-
ANALISI 2A	-10 \ 535	-90	170,00
ANALISI 3	-10 \ 480	-90	210,00

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare di pannello di spessore 60cm:

TIPO	Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
1	10 ϕ 26 copriferro 10,5 cm	5 ϕ 20 copriferro 10 cm	2 braccia ϕ 12/20

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	9.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.3	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 ≥ 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 ²]. (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	90.00	535.00	89.80	912.06	1.702	44.5	---	---	68.8 (18.0)
2	S	90.00	480.00	89.80	912.06	1.896	44.5	---	---	68.8 (18.0)

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	60.0	0.00124	50.0	-0.00779	10.0
2	0.00350	60.0	0.00124	50.0	-0.00779	10.0

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 = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm ² /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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	170.00	1080.66	484.59	100.0 43.8	2.500	1.011	4.0
2	S	210.00	1080.66	484.59	100.0 43.8	2.500	1.011	4.9

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	8.47	60.0	0.00	38.8	-172.2	50.0	12.9	1292	53.1	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	-0.00116	0.00064	-0.00077	0.83	0.60	0.000625 (0.000517)	475	0.297 (990.00)	201.98

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	8.47	60.0	0.00	38.8	-172.2	50.0	12.9	1292	53.1	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	-0.00116	0.00064	-0.00077	0.83	0.60	0.000625 (0.000517)	475	0.297 (0.40)	201.98

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	7.76	60.0	0.00	38.7	-156.8	50.0	12.9	1290	53.1	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	-0.00106	0.00058	-0.00070	0.83	0.40	0.000627 (0.000470)	475	0.298 (0.30)	202.38

7.6.2 Verifica pannelli TIPO 2

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	-145 \ 340	-90	-
ANALISI 2A	-190 \ 445	-90	190,00
ANALISI 3	-170 \ 400	-90	210,00

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare di pannello di spessore 60cm:

TIPO	Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
2	10 ϕ 24 copriferro 10,4 cm	5 ϕ 24 copriferro 10,4 cm	2 braccia ϕ 12/20

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	9.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.3 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 ≥ 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 ²]. (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	90.00	445.00	90.01	794.47	1.783	47.0	---	---	67.9 (18.0)
2	S	90.00	-190.00	90.01	-438.16	2.316	9.6	---	---	67.9 (18.0)

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	60.0	0.00081	50.0	-0.00994	10.0
2	0.00350	0.0	-0.00014	10.0	-0.01470	50.0

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 ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm ² /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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	210.00	1105.13	495.57	100.0 44.8	2.500	1.011	4.8
2	S	210.00	1138.75	510.64	100.0 46.2	2.500	1.011	4.7

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	7.20	60.0	0.00	40.2	-164.6	50.0	13.4	1340	45.2	8.9
2	S	3.70	0.0	0.00	15.4	-125.0	10.0	14.9	1487	22.6	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 (compressione: 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	-0.00110	0.00054	-0.00073	0.83	0.60	0.000547 (0.000494)	501	0.274 (990.00)	199.22
2	S	-0.00081	0.00028	-0.00054	0.83	0.60	0.000375 (0.000375)	746	0.280 (990.00)	-195.37

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	8.66	60.0	0.00	40.3	-200.4	50.0	13.4	1344	45.2	8.9
2	S	3.70	0.0	0.00	15.4	-125.0	10.0	14.9	1487	22.6	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	-0.00133	0.00065	-0.00089	0.83	0.60	0.000725 (0.000601)	501	0.363 (0.40)	198.32
2	S	-0.00081	0.00028	-0.00054	0.83	0.60	0.000375 (0.000375)	746	0.280 (0.40)	-195.37

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	6.78	60.0	0.00	40.1	-154.3	50.0	13.4	1338	45.2	8.9
2	S	3.58	0.0	0.00	15.4	-120.0	10.0	14.9	1485	22.6	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	-0.00103	0.00051	-0.00069	0.83	0.40	0.000588 (0.000463)	500	0.294 (0.30)	199.56
2	S	-0.00077	0.00027	-0.00052	0.83	0.40	0.000360 (0.000360)	746	0.269 (0.30)	-195.89

7.6.3 Verifica pannelli TIPO 3

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	-170 \ 550	-180	-
ANALISI 2A	-220 \ 730	-180	275,00
ANALISI 3	-190 \ 675	-180	305,00

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

TIPO	Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
3	10 ϕ 26 copriferro 10,5 cm	5 ϕ 24 copriferro 10,4 cm	2 braccia ϕ 12/20

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	9.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.3	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 ≥ 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 ²]. (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	180.00	730.00	180.17	1365.04	1.865	64.9	---	---	75.7 (24.0)
2	S	180.00	-220.00	179.82	-651.61	3.003	9.8	---	---	75.7 (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	0.00118	70.0	-0.01277	10.0
2	0.00350	0.0	-0.00006	10.0	-0.02141	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 ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm ² /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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	AST
1	S	305.00	1586.77	707.84	100.0 64.0	2.500	1.016	4.9
2	S	305.00	1638.56	730.94	100.0 66.1	2.500	1.016	4.7

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	6.37	80.0	0.00	53.1	-152.9	70.0	17.7	1770	53.1	8.9
2	S	2.39	0.0	0.00	21.6	-80.2	10.0	19.5	1945	22.6	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	-0.00094	0.00048	-0.00063	0.83	0.60	0.000460 (0.000459)	541	0.249 (990.00)	366.48
2	S	-0.00048	0.00018	-0.00032	0.83	0.60	0.000240 (0.000240)	884	0.213 (990.00)	-388.26

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	6.37	80.0	0.00	53.1	-152.9	70.0	17.7	1770	53.1	8.9
2	S	2.39	0.0	0.00	21.6	-80.2	10.0	19.5	1945	22.6	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	-0.00094	0.00048	-0.00063	0.83	0.60	0.000460 (0.000459)	541	0.249 (0.40)	366.48
2	S	-0.00048	0.00018	-0.00032	0.83	0.60	0.000240 (0.000240)	884	0.213 (0.40)	-388.26

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	6.03	80.0	0.00	53.0	-143.7	70.0	17.7	1766	53.1	8.9
2	S	2.46	0.0	0.00	21.5	-83.6	10.0	19.5	1951	22.6	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	-0.00089	0.00045	-0.00059	0.83	0.40	0.000516 (0.000431)	541	0.279 (0.30)	367.45
2	S	-0.00050	0.00018	-0.00034	0.83	0.40	0.000251 (0.000251)	886	0.222 (0.30)	-386.12

7.6.4 Verifica pannelli TIPO 4

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	0 \ 500	-200	-
ANALISI 2A	-260 \ 670	-200	230,00
ANALISI 3	-200 \ 500	-200	175,00

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

TIPO	Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
4	10 ϕ 22 copriferro 10,3 cm	5 ϕ 22 copriferro 10,3 cm	2 braccia ϕ 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 ≥ 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 ²]. (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	200.00	670.00	199.84	1021.21	1.522	67.6	---	---	57.0 (24.0)
2	S	200.00	-260.00	200.05	-572.07	2.216	9.5	---	---	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	0.00069	70.0	-0.01619	10.0
2	0.00350	0.0	-0.00019	10.0	-0.02233	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 ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm ² /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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	230.00	1615.52	719.41	100.0 65.0	2.500	1.018	3.6
2	S	230.00	1644.88	732.48	100.0 66.2	2.500	1.018	3.6

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	6.58	80.0	0.00	55.8	-186.2	70.0	18.6	1858	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	-0.00113	0.00049	-0.00076	0.83	0.60	0.000559 (0.000559)	607	0.339 (990.00)	348.71

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	6.58	80.0	0.00	55.8	-186.2	70.0	18.6	1858	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	-0.00113	0.00049	-0.00076	0.83	0.60	0.000559 (0.000559)	607	0.339 (0.40)	348.71

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	5.23	80.0	0.00	55.1	-142.0	70.0	18.4	1837	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	-0.00087	0.00039	-0.00058	0.83	0.40	0.000430 (0.000426)	604	0.260 (0.30)	354.12

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

QUOTA [m da p.c.]	Dimensioni	Interasse [m]
-2,4 m	φ219,1x12	5,00

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

$$N^- = -600 \text{ kN}$$

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.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{600}{\chi \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{600}{0,246 \cdot 7808 \cdot 323 \cdot 10^{-3}} = 0,967 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

dove

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0,246$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 2,408$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 1,748$$

Per quanto riguarda il sistema di ritegno provvisorio, oltre ai puntoni di testa, si è impiegato 1 ordine di tiranti addizionali:

QUOTA [m da p.c.]	Numero trefoli 0,6"	Interasse [m]	inclinazione [°]	L. libera [m]	L. ancor. [m]	Tiro T ₀ [kN]
-7,5 m	5	2,5	15	9,5	7	500

Si riportano nel seguito le verifiche per ogni singolo tirante utilizzato, in funzione dei carichi agenti riportati precedentemente.

TIRANTE A QUOTA -7,5 m da p.c.	ANALISI	Sollecitazione Pd [kN]	Resistenza del tirante Rpd [kN]	Resistenza sfilamento bulbo-terreno Rda1 [kN]	Resistenza sfilamento trefoli-bulbo Rda2 [kN]
	1	588	750	-	-
	2A	800	1009	934*	925
	2B	700	1009	934*	925
	3	-	-	-	-

* la τ_1 è assunta pari a 250 kPa.

Il tirante è verificato in quanto $Pd < \min(Rpd; Rda1; Rda2)$.

Inoltre è verificata anche la gerarchia delle resistenze in quanto la resistenza caratteristica a snervamento della parte libera è pari a 1009 kN, maggiore della resistenza a sfilamento del bulbo-terreno pari a 934kN.

In accordo a quanto riportato al § 6.4.4, i valori di resistenza adottati nelle verifiche a sfilamento del tirante sono così ottenuti:

fyk	1670	Mpa
γ	1.15	
As	695	mmq
Rpd (**)	1009.26	kN

τ	250	kPa
D	0.2	m
α	1.7	
FS	2	
L	7	m
Rda1	934.15	kN

τ	1.2	Mpa
D	15.2	mm
β	3	
FS	1.3	
L	7	m
Rda2	925.18	kN

(**) in condizione di esercizio si divide cautelativamente il valore resistente per 1,35

7.6.5 Verifica pannelli TIPO 5

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	-170 \ 595	-200	-
ANALISI 2A	-225 \ 785	-200	265,00
ANALISI 3	-190 \ 635	-200	270,00

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

TIPO	Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
5	10 ϕ 26 copriferro 10,5 cm	5 ϕ 24 copriferro 10,4 cm	2 braccia ϕ 12/20

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 9.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.3 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 ≥ 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 [cm²]. (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	200.00	785.00	200.03	1370.69	1.741	64.8	---	---	75.7 (24.0)
2	S	200.00	-225.00	199.72	-657.66	2.967	9.9	---	---	75.7 (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	0.00119	70.0	-0.01266	10.0
2	0.00350	0.0	-0.00004	10.0	-0.02131	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 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm²/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 [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	270.00	1588.44	707.35	100.0 63.9	2.500	1.018	4.3
2	S	270.00	1641.02	730.76	100.0 66.1	2.500	1.018	4.2

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	6.89	80.0	0.00	53.0	-165.0	70.0	17.7	1768	53.1	8.9
2	S	2.38	0.0	0.00	22.4	-76.1	10.0	19.2	1920	22.6	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	-0.00102	0.00052	-0.00068	0.83	0.60	0.000520 (0.000495)	541	0.282 (990.00)	366.93
2	S	-0.00046	0.00018	-0.00031	0.83	0.60	0.000228 (0.000228)	877	0.200 (990.00)	-396.85

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	6.89	80.0	0.00	53.0	-165.0	70.0	17.7	1768	53.1	8.9
2	S	2.38	0.0	0.00	22.4	-76.1	10.0	19.2	1920	22.6	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	-0.00102	0.00052	-0.00068	0.83	0.60	0.000520 (0.000495)	541	0.282 (0.40)	366.93
2	S	-0.00046	0.00018	-0.00031	0.83	0.60	0.000228 (0.000228)	877	0.200 (0.40)	-396.85

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	6.38	80.0	0.00	52.9	-151.2	70.0	17.6	1762	53.1	8.9
2	S	2.67	0.0	0.00	21.6	-89.8	10.0	19.5	1946	22.6	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	-0.00093	0.00048	-0.00062	0.83	0.40	0.000554 (0.000454)	540	0.299 (0.30)	368.36
2	S	-0.00054	0.00020	-0.00036	0.83	0.40	0.000269 (0.000269)	884	0.238 (0.30)	-387.82

7.6.6 Verifica pannelli TIPO 6

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	-575 \ 30	-200	-
ANALISI 2A	-775 \ 455	-200	265,00
ANALISI 3	-1440 \ 350	-200	470,00

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

TIPO	Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
6	5 ϕ 24 copriferro 10,4 cm	10 ϕ 24 copriferro 10,4 cm	2 braccia ϕ 12/20

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 9.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.5 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 ≥ 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 [cm²]. (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	200.00	455.00	200.10	854.77	1.887	90.1	---	---	67.9 (30.0)
2	S	200.00	-1440.00	200.07	-1563.93	1.086	13.6	---	---	67.9 (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	-0.00005	90.0	-0.02845	10.0
2	0.00350	0.0	0.00092	10.0	-0.01973	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 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm²/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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	470.00	2130.64	952.10	100.0 86.1	2.500	1.014	5.6
2	S	470.00	2094.00	935.73	100.0 84.6	2.500	1.014	5.7

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	0.32	100.0	0.04	0.0	1.0	90.0	0.0	1768	0.0	0.0
2	S	4.68	0.0	0.00	30.5	-137.1	10.0	23.2	2317	45.2	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	0.00000	0.00002		----	----	----	----	----	0.00
2	S	-0.00080	0.00035	-0.00053	0.83	0.60	0.000411 (0.000411)	648	0.266 (990.00)	-555.43

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	0.32	100.0	0.04	0.0	1.0	90.0	0.0	1768	0.0	0.0
2	S	4.68	0.0	0.00	30.5	-137.1	10.0	23.2	2317	45.2	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	-0.00080	0.00035	-0.00053	0.83	0.60	0.000411 (0.000411)	648	0.266 (0.40)	-555.43

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	0.22	100.0	0.14	0.0	2.3	90.0	0.0	1762	0.0	0.0
2	S	3.33	0.0	0.00	32.0	-90.8	10.0	22.7	2268	45.2	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	0.00001	0.00002		---	---	---	---	---	0.00
2	S	-0.00053	0.00025	-0.00035	0.83	0.40	0.000272 (0.000272)	640	0.174 (0.30)	-570.75

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

QUOTA [m da p.c.]	Dimensioni	Interasse [m]
0,0 m	φ219,1x10	5,00

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

$$N = -700 \text{ kN}$$

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.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{700}{\chi \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{700}{0,556 \cdot 7808 \cdot 323 \cdot 10^{-3}} = 0,594 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

dove

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0,556$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 1,162$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0,972$$

7.6.7 Verifica pannelli TIPO 7a\7b\7c

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	-225 \ 5	-100	-
ANALISI 2A	-300 \ 200	-100	155,00
ANALISI 3	-445 \ 150	-100	190,00

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

TIPO	Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
7	5 ϕ 18 copriferro 10 cm	10 ϕ 20 copriferro 10,2 cm	2 braccia ϕ 12/20

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 9.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.9 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 ≥ 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 [cm²]. (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	100.00	200.00	100.07	391.81	1.967	71.5	---	---	44.1 (24.0)
2	S	100.00	-445.00	100.20	-835.95	1.875	10.9	---	---	44.1 (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	-0.00060	70.0	-0.02523	10.0
2	0.00350	0.0	0.00030	10.0	-0.01891	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 = 21.6 cm]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 11.3 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 2.6 cm²/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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	470.00	1640.06	736.73	100.0 66.6	2.500	1.009	7.2
2	S	470.00	1616.36	726.08	100.0 65.6	2.500	1.009	7.3

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	0.15	80.0	0.08	0.0	1.3	70.0	0.0	1768	0.0	0.0
2	S	3.25	0.0	0.00	23.1	-98.9	10.0	19.0	1896	31.4	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	0.00001	0.00001		----	----	----	----	----	0.00
2	S	-0.00060	0.00024	-0.00040	0.83	0.60	0.000297 (0.000297)	648	0.192 (990.00)	-338.56

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	0.15	80.0	0.08	0.0	1.3	70.0	0.0	1768	0.0	0.0
2	S	3.25	0.0	0.00	23.1	-98.9	10.0	19.0	1896	31.4	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	0.00001	0.00001		----	----	----	----	----	0.00
2	S	-0.00060	0.00024	-0.00040	0.83	0.60	0.000297 (0.000297)	648	0.192 (0.40)	-338.56

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	0.15	80.0	0.08	0.0	1.3	70.0	0.0	1762	0.0	0.0
2	S	1.92	0.0	0.00	29.4	-50.5	10.0	18.2	1821	31.4	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	0.00001	0.00001		----	----	----	----	----	0.00
2	S	-0.00031	0.00014	-0.00021	0.83	0.40	0.000151 (0.000151)	634	0.096 (0.30)	-354.97

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

QUOTA [m da p.c.]	Dimensioni	Interasse [m]
0,0 m	φ219,1x10	5,00

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

$$N^- = -425 \text{ kN}$$

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.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{425}{\chi \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{425}{0,556 \cdot 7808 \cdot 323 \cdot 10^{-3}} = 0,360 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

dove

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0,556$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 1,162$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0,972$$

7.6.8 Verifica pannelli TIPO A14

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	520	-220	-
ANALISI 2A	675	-220	400,00
ANALISI 3	525	-220	306,00

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

TIPO	Armatura perimetrale	Staffe
A14	18 ϕ 30 copriferro 10,5 cm	spirale ϕ 12/20

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	9.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	10.2	cm [deve essere < 30.0]
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 ≥ 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 ²]. (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	220.00	675.00	219.77	1219.56	1.807	12.0	---	---	127.2 (15.1)

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	0.00216	29.3	-0.00517	-29.3

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 ² /m [Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm ² /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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt

1 S 400.00 886.03 545.43 71.4|49.3 2.500 1.031 8.3

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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

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	11.12	-40.0	0.00	40.0	-205.9	29.3	26.8	1905	49.5	---

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
 K2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)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	-0.00132	0.00083		0.50	0.60	0.000685 (0.000618)	509	0.349 (990.00)	189.28

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	10.69	-40.0	0.00	40.0	-197.2	29.3	26.8	1905	49.5	---

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	-0.00126	0.00080		0.50	0.60	0.000642 (0.000592)	509	0.327 (0.40)	189.62

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	8.57	-40.0	0.00	40.0	-154.0	29.3	26.8	1905	49.5	---

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	-0.00099	0.00064		0.50	0.40	0.000540 (0.000462)	509	0.275 (0.30)	191.88

Per quanto riguarda il sistema di ritengo definitivo impiegato, si è utilizzato 1 ordine di puntoni:

QUOTA [m da p.c.]	Dimensioni	Interasse [m]
0,0 m	50x50	6,00

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

$N^- = -1060 \text{ kN}$

Si prevedono le seguenti armature:

TIPO	Armatura a flessione	Staffe
50x50	8 ϕ 16 copriferro 7 cm	2 braccia ϕ 10/15

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 16.4 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 5.2 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 ≥ 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 [cm²]. (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	1050.00	200.00	1050.11	284.12	1.421	35.5	---	---	12.1 (7.5)

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	50.0	0.00181	43.0	-0.00685	7.0

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

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 19.2 cm]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 10.5 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 2.9 cm²/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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	100.00	715.80	380.92	50.0 37.2	2.500	1.232	2.7

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	7.77	50.0	0.00	24.0	-76.4	43.0	8.0	400	6.0	18.0

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	-0.00054	0.00058	-0.00036	0.83	0.40	0.000229 (0.000229)	512	0.117 (0.30)	125.21

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

QUOTA [m da p.c.]	Dimensioni	Interasse [m]
-3,5 m	φ323,9x8	3,00

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

$$N = -1590 \text{ kN}$$

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.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1590}{\chi \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{1590}{0,765 \cdot 7939 \cdot 323 \cdot 10^{-3}} = 0,810 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

dove

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0,765$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,806$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0,632$$

8 GALLERIA ARTIFICIALE: ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI DELLE STRUTTURE INTERNE

8.1 MODELLAZIONE DI CALCOLO

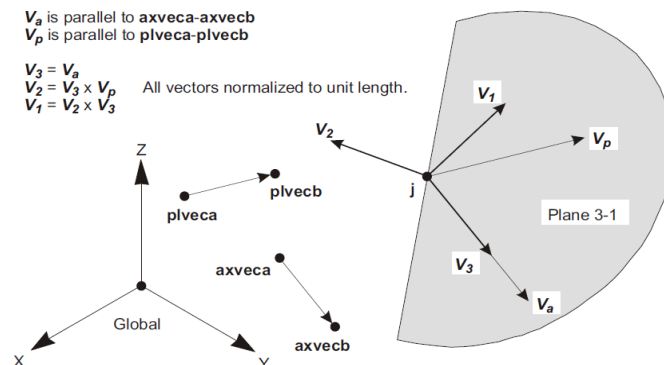
Il calcolo agli elementi finiti del modello è stato effettuato utilizzando il codice SAP 2000 (versione 19.2.2) prodotto dalla "CSI Computer and Structures Inc." – Berkeley (CA) - USA.

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:

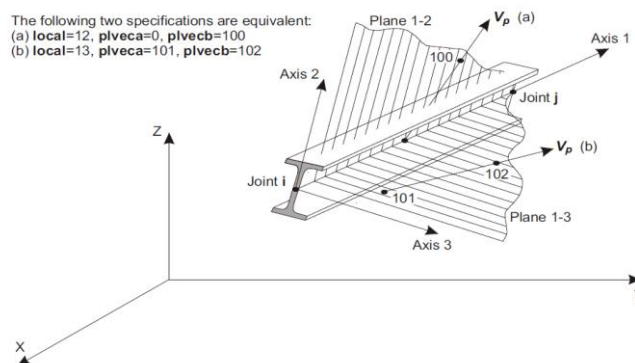
"Point":

- 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:

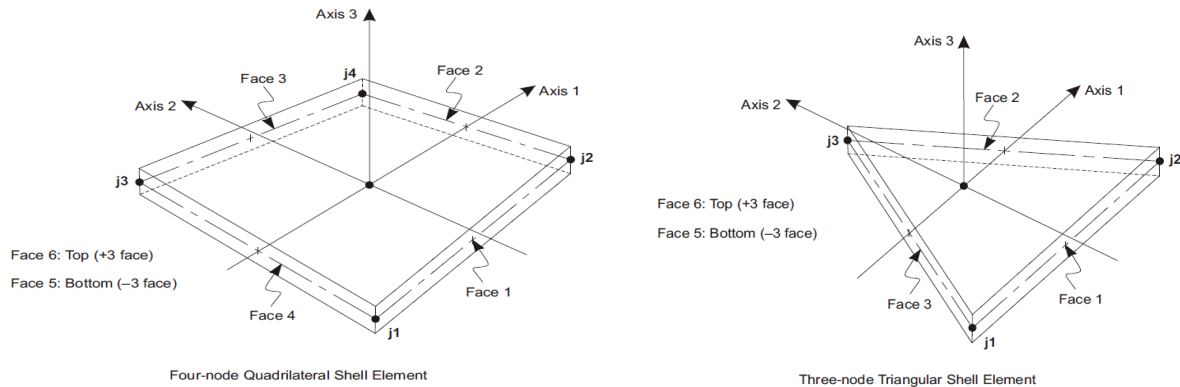


"Line":

- 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 bidimensionali (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 a 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 "i" (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.

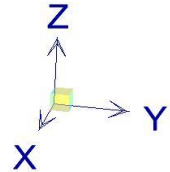
Si assume un comportamento del terreno di fondazione alla Winkler.

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:

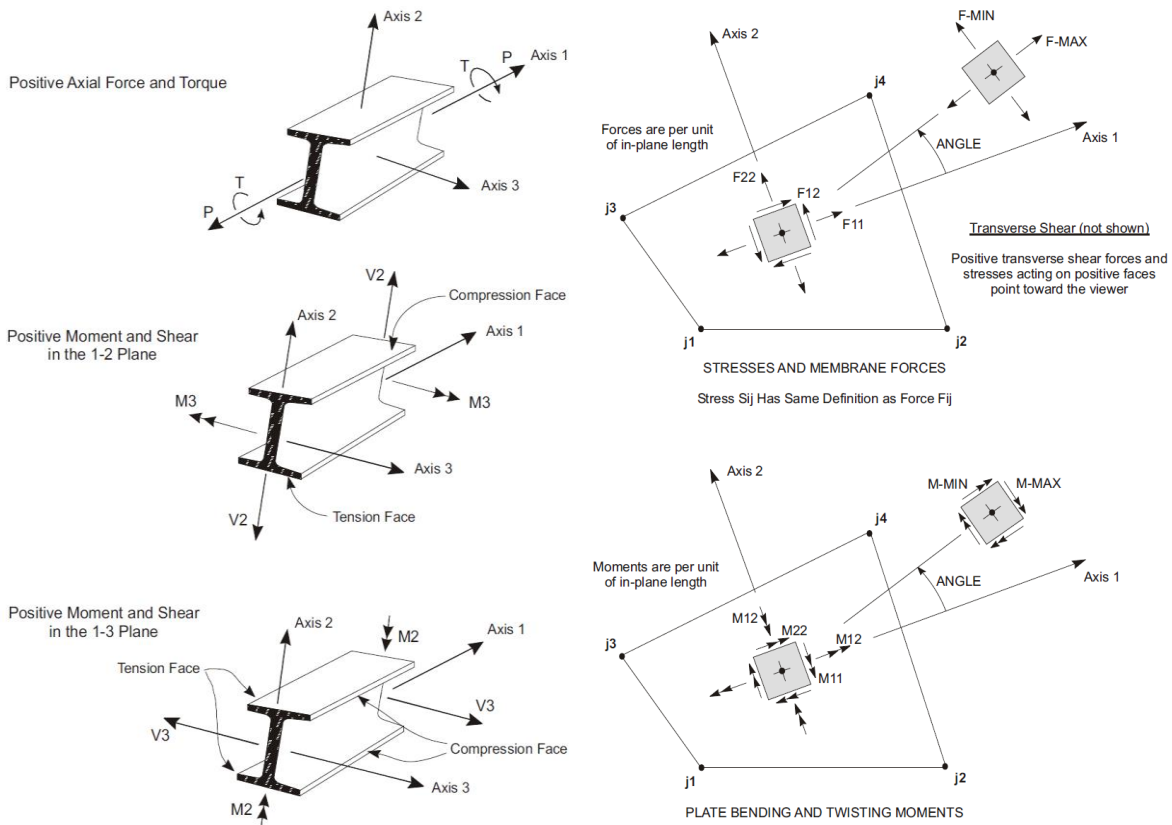
- Pareti: $k_x = 12500 \text{ kN/m}^3$
- Fondazione: $k_z = 50000 \text{ kN/m}^3$

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 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. 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 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

In esercizio si considera un sovraccarico sul solettone di copertura delle strutture interne dovuto a un rinterro di terreno di spessore variabile da 50 a 180 cm, considerando un peso specifico pari a $20,00 \text{ kN/m}^3$.

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 kN/m^2
- solai con finitura tra 10 cm (escluso) e 20 cm: 5.0 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 G₄**.

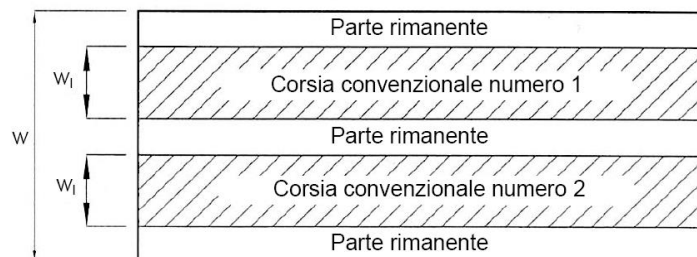
8.3.3 Carichi mobili e altri sovraccarichi variabili antropici

8.3.3.1 Carico da traffico stradale

Cautelativamente, le strutture di copertura dei manufatti interrati sono dimensionate anche per i sovraccarichi stradali previsti dalle norme per ponti di 1a categoria, disposti nella condizione più gravosa.

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).

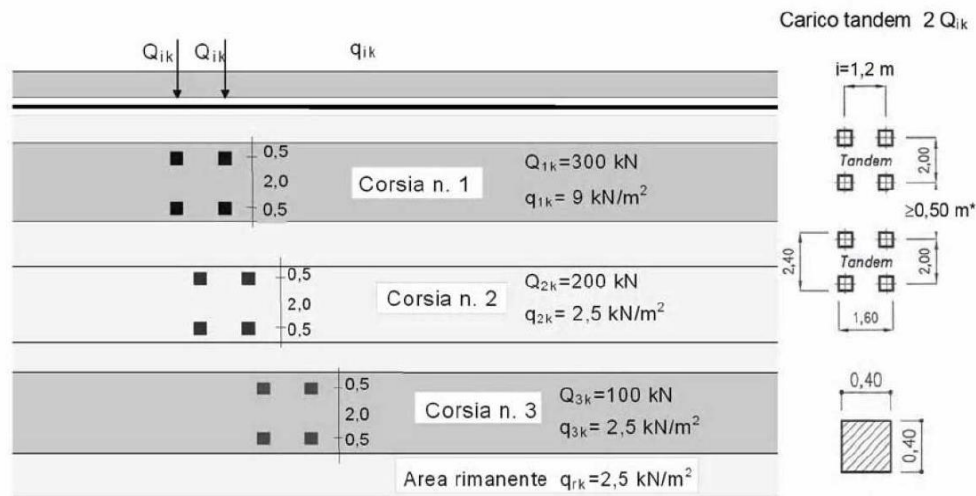
La definizione delle corsie convenzionale secondo il D.M. 17 gennaio 2018 è stabilita in base al prospetto seguente:



Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

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}):



Il carico mobile tandem ed il carico uniforme da 9 kN/m² (una corsia di carico) sono distribuiti a livello dell'asse della soletta di copertura, sia in direzione trasversale che longitudinale, assumendo una diffusione con pendenza 30° nel terreno e 45° in soletta.

Il valore di carico così ottenuto è applicato, cautelativamente, in modo uniforme all'intera superficie dell'impalcato di copertura. Il carico equivalente applicato è pari a:

$$q_{cop} = \frac{2 \cdot Q_{ik}}{L_L \cdot L_T} + q_{ik}$$

$$= \frac{2 \cdot Q_{ik}}{(1,6 + 2 \cdot h_t \cdot \tan(30^\circ) + 2 \cdot (s/2)) \cdot (2,4 + 2 \cdot h_t \cdot \tan(30^\circ) + 2 \cdot (s/2))} + q_{ik}$$

Dove:

Q_{ik} = 300 kN carico tandem

q_{ik} = 9 kN/m² carico uniformemente distribuito

h_t = ricoprimento terreno

s = spessore soletta di copertura

Applicando le espressioni indicate sopra si ottengono i valori seguenti:

H ricoprimento (m)	Carico accidentale Q1k (kN/m ²)	Carico accidentale Q2k (kN/m ²)
0.5	~74	~45
1.0	~55	~33
1.5	~43	~25
2	~35	~20
2.5	~30	~17

Il sovraccarico dovuto ai veicoli applicato con un carico distribuito in copertura rientra nella **Cond. Elementare QCi**.

8.3.3.2 Carico da traffico Tramviario

La struttura di copertura dei manufatti interrati dovrebbe essere dimensionata anche per i sovraccarichi stradali di tipo tramviario; il possibile "treno di carichi involuppo" è dato da coppie di assi da 100 kN, amplificati del coefficiente dinamico $\varnothing = 1.2$, posti ad interasse 1.40 m che si ripetono ad intervalli regolari di 8.50 m, come riportato in figura seguente.

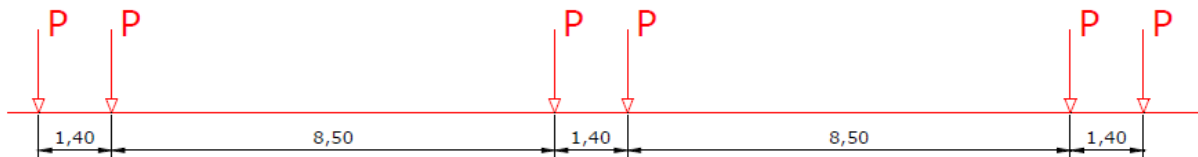


Figura 90: Schema tram di progetto con masse a pieno carico

Tale configurazione risulta però superflua in quanto meno dimensionante dei carichi veicolari definiti precedentemente; pertanto non verrà presa in considerazione nel proseguo la condizione elementare di carico da traffico di tipo Tramviario.

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}	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
- Locali aperti al pubblico	5.0 kN/m ²	0.70	0.70	0.60
- Locali tecnici non specifici	10.0 kN/m ²	1.00	0.90	0.80
- Locali UPS/Ventilatori	12.0 kN/m ²	1.00	0.90	0.80
- Locali UPS/Quadri	15.0 kN/m ²	1.00	0.90	0.80
- Locali UPS/Batterie	30.0 kN/m ²	1.00	0.90	0.80
- Locali trasformatori	20.0 kN/m ²	1.00	0.90	0.80
- SSE (presenza trasformatori)	20.0 kN/m ²	1.00	0.90	0.80
- SSE (locale consegna A2A)	38.0 kN/m ²	1.00	0.90	0.80

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

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.

I sovraccarichi variabili sugli orizzontamenti intermedi rientrano nelle **Cond. Elementari QV_{iz}**.

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;
- ψ_{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
G_{1pz}	Pesi propri delle strutture
G_{2z}	Ricoprimento sulla copertura
G_{5z}	Sovraccarichi permanenti sul solaio di fondo
G_{6z}	Sovraccarichi permanenti sugli orizzontamenti intermedi
G_{3_1}	Spinta statica delle terre (dedotta dal modello paratie)
G_{4'}	Spinta dell'acqua di falda di riferimento
G_{4''}	Spinta dell'acqua di falda di progetto
QC1	Carico distribuito accidentale in copertura – centrale
QC2	Carico distribuito accidentale in copertura – laterale
QV1C	Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – mezzanino centrale
QV1L	Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – mezzanino laterale
QV2C	Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – banchine centrale
QV2L	Sovraccarichi variabili sugli orizz. Intermedi – banchine laterale
QV3C	Sovraccarichi variabili sugli orizz. intermedi – solaio di fondo centrale
QV3L	Sovraccarichi variabili sugli orizz. intermedi – solaio di fondo laterale
Q6	Sovraccarico variabile dovuto alla neve (struttura K&R)
E1	Azioni sismiche sul terreno (verso positivo)
E2	Azioni sismiche sul terreno (verso negativo)
E3	Azioni sismiche sulle strutture interne (verso positivo)
E4	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 B – 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 sulla copertura sezione TIPO 1

Il modello 1 riguarda il dimensionamento della copertura della sezione TIPO 1.

Poiché la copertura è realizzata mediante un sistema di puntoni definitivi in c.a. 50x50 cm² a interasse max 8 m, le uniche azioni agenti sono la reazione vincolare del modello di Paratie (vedi § 7.3.1) e il peso proprio.

Il modello di calcolo assunto è quello di una trave doppiamente appoggiata di luce 5,7m, soggetta ai carichi sopra descritti. Le sollecitazioni considerate sono:

	q [kPa]	A [m]	γ	q _{sle} [kN/m]	q _{slu} [kN/m]	
proprio	6.25	1	1.3	6.25	8.125	
perman.	2.5	0.5	1.3	1.25	1.625	
accident. 1	0	1	1.5	0	0	
accident. 2	0	1	0	0	0	
accident. 3	0	1	0	0	0	
				7.5	9.75	
luce	5.7	m				
vincolo	8					
Msle	30.46	kNm		Nsle	-1040.00	kN
Mslu	39.60	kNm		Nslu	-1720.00	kN
Tslu	27.79	kN				

8.4.3.2 Modello 2: sollecitazioni sulla copertura sezione TIPO 2 e 3

Il modello 2 riguarda il dimensionamento della copertura della sezione TIPO 2 e TIPO 3.

La copertura è realizzata mediante una soletta definitiva in c.a. sp.50 cm; il modello di calcolo assunto è quello di una trave doppiamente incastrata di luce 5,7m soggetta ai carichi descritti al § 8.3.

A favore di sicurezza si considera un grado di incastro pari al 50% (semi-incastro) e ricoprimento pari a 50 cm. Le sollecitazioni considerate sono:

	q [kPa]	A [m]	γ	q _{sle} [kN/m]	q _{slu} [kN/m]	
proprio	12.5	1	1.3	12.5	16.25	
perman.	10	1	1.5	10	15	
accident. 1	74	1	1.35	74	99.9	
accident. 2	0	1	0	0	0	
accident. 3	0	1	0	0	0	
				96.5	131.15	
luce	5.7	m				
vincolo	10					
Msle	313.53	kNm		Nsle	-145.00	kN
Mslu	426.11	kNm		Nslu	-230.00	kN
Tslu	373.78	kN				

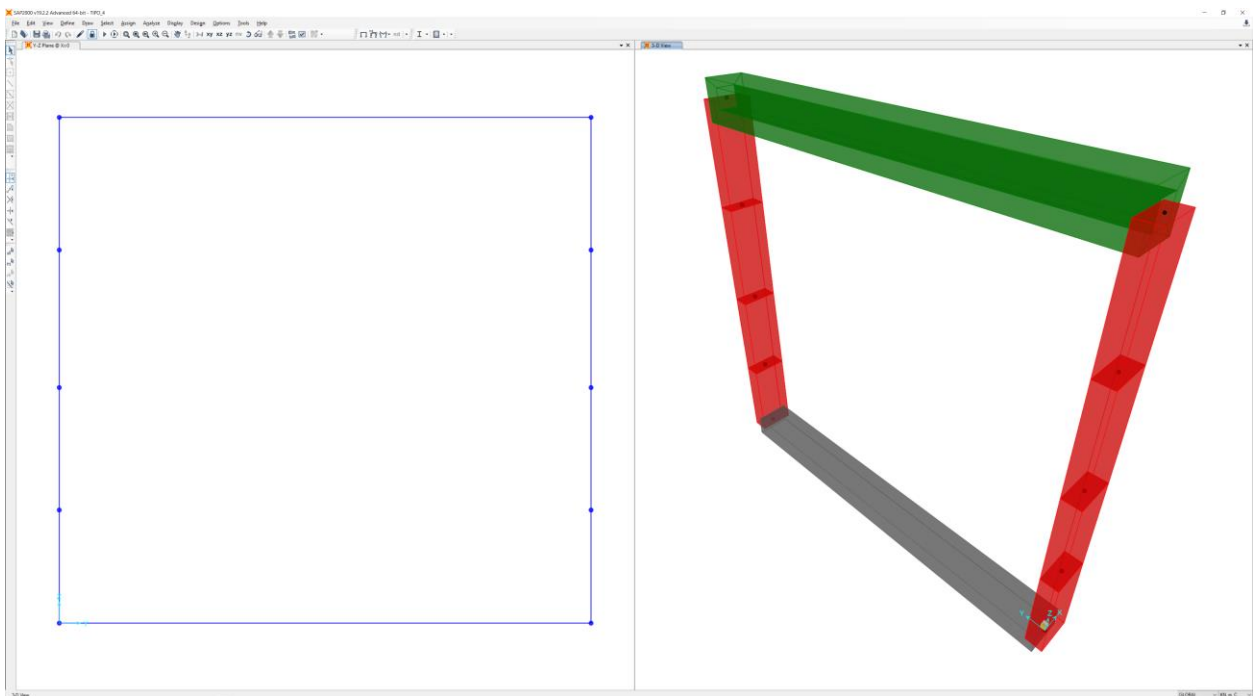
8.4.3.3 Modello 3: sollecitazioni strutture interne sezione TIPO 4

Il modello 3 riguarda il dimensionamento delle strutture interne della sezione TIPO 4.

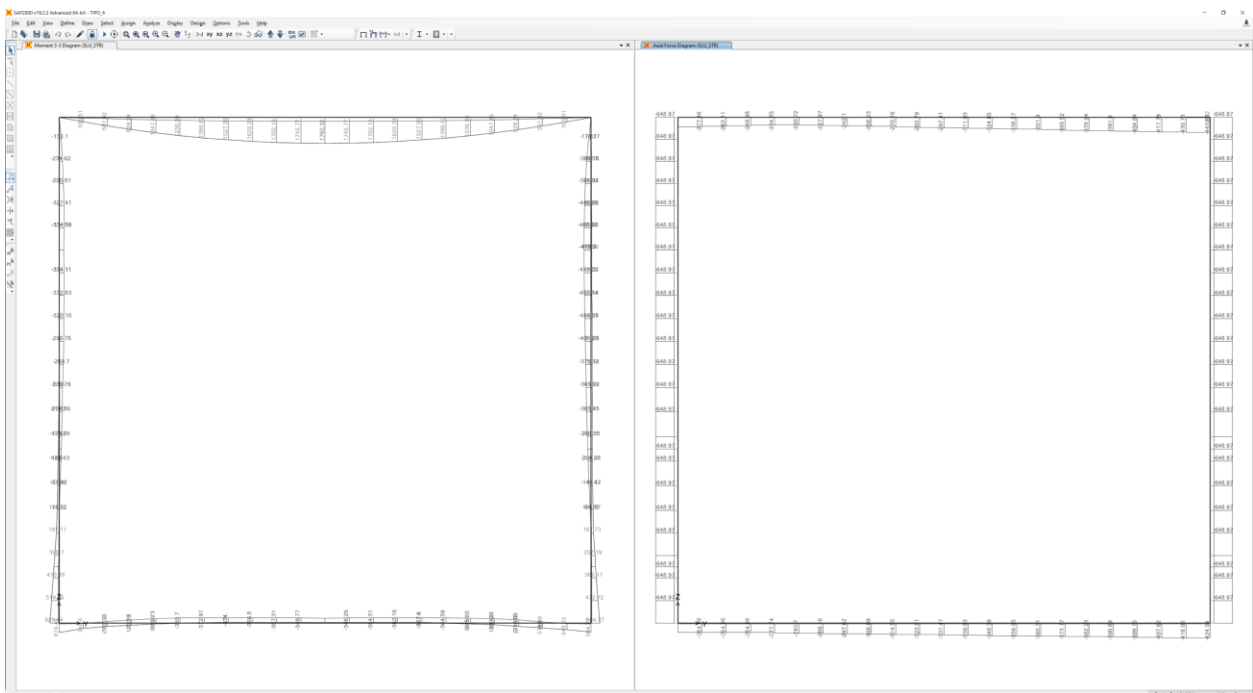
Il modello di calcolo assunto è quello di un telaio avente le caratteristiche descritte al § 8.1 soggetto ai carichi descritti al § 8.3, in cui la soletta di copertura è incernierata alle pareti laterali.

La luce interna della sezione è pari a 10,3m.

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	60	SLU	-375 \ +630	580	-170
Contropareti	45*	SLU	-480 \ +550	300	-650
Copertura	100**	SLU	0 \ +1760	650	-150
Fondo	60	SLE_QP	-180 \ +330	-	-170
Contropareti	45*	SLE_QP	-230 \ +330	-	-320
Copertura	100**	SLE_QP	0 \ +850	-	-150

* è lo spessore efficace considerato

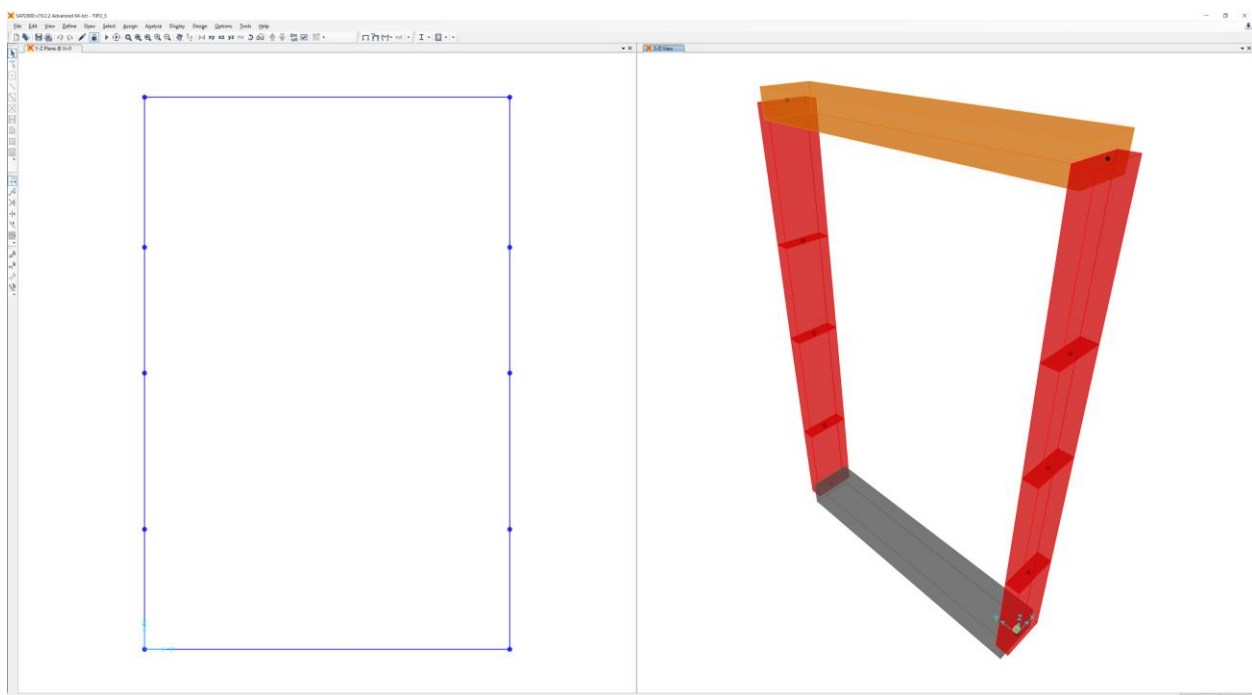
** la soletta superiore ha spessore 100cm, ma è considerata alleggerita

8.4.3.4 Modello 4: sollecitazioni strutture interne sezione TIPO 5

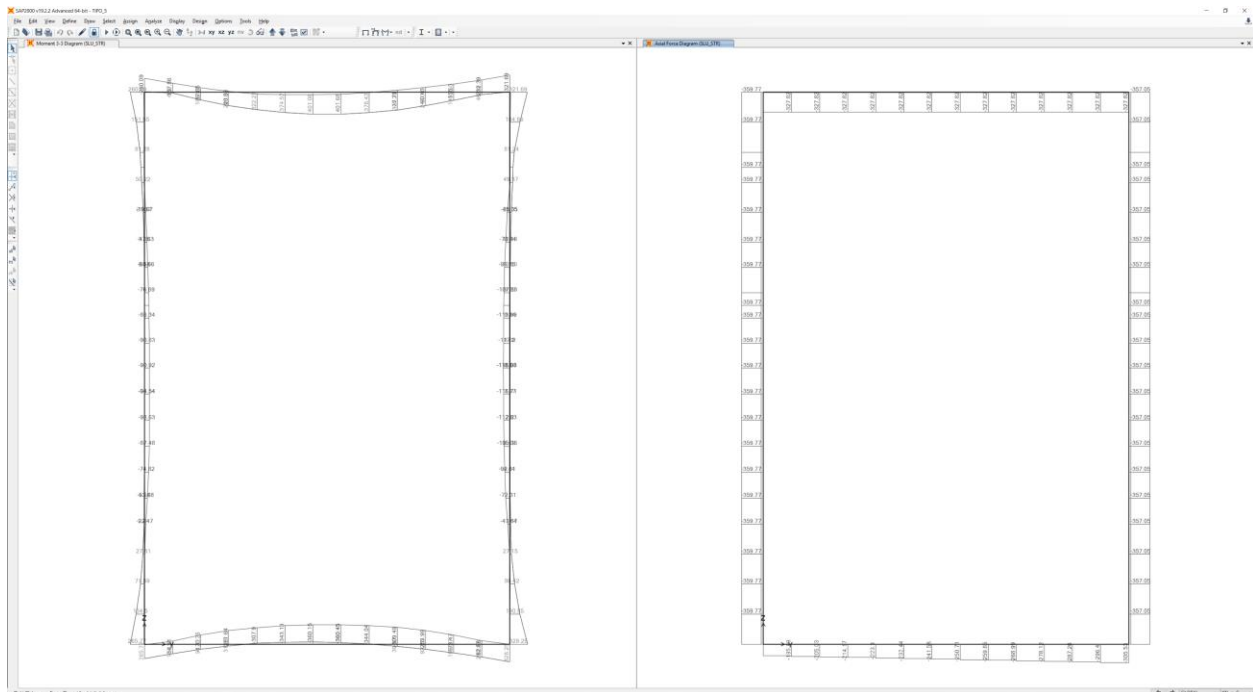
Il modello 4 riguarda il dimensionamento delle strutture interne della sezione TIPO 5.

Il modello di calcolo assunto è quello di un telaio avente le caratteristiche descritte al § 8.1 soggetto ai carichi descritti al § 8.3, in cui la soletta di copertura è incernierata alle pareti laterali.

La luce interna della sezione è pari a 5,7m; 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	60	SLU	-360 \ +330	320	-40
Contropareti	30*	SLU	-220 \ +120	220	-360
Copertura	50	SLU	-320 \ +400	360	-230
Fondo	60	SLE_QP	-170 \ +30	-	-40
Contropareti	30*	SLE_QP	0 \ +50	-	-170
Copertura	50	SLE_QP	-65 \ +195	-	-230

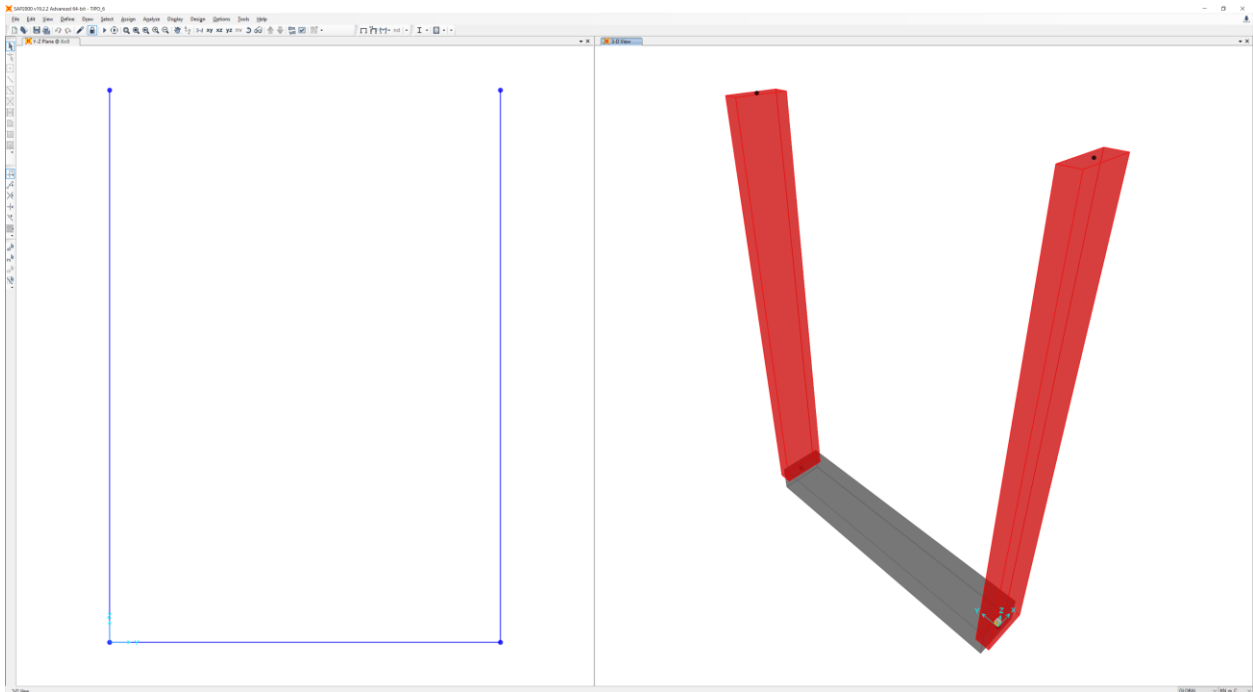
* è lo spessore efficace considerato

8.4.3.5 Modello 5: sollecitazioni strutture interne sezione TIPO 6

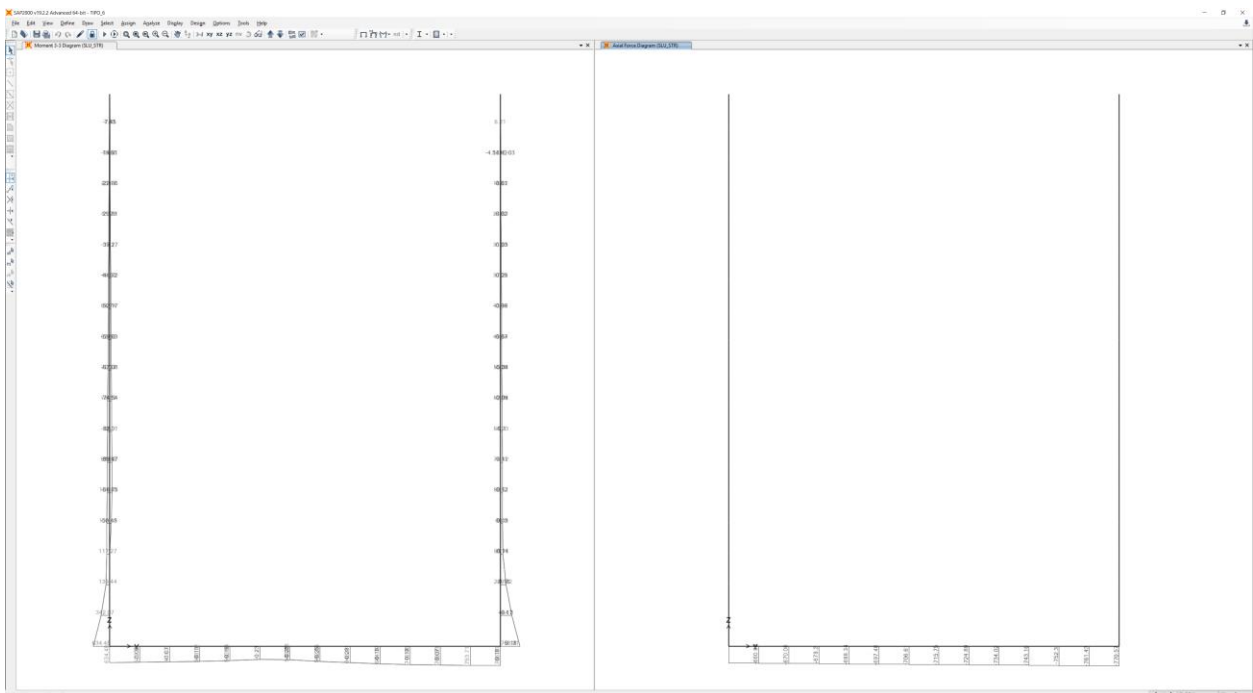
Il modello 5 riguarda il dimensionamento delle strutture interne della sezione TIPO 6.

Il modello di calcolo assunto è quello di un telaio ad U avente le caratteristiche descritte al § 8.1 soggetto ai carichi descritti al § 8.3, in cui le fodere sono in continuità con la soletta di fondo.

La luce interna della sezione è pari a 5,7m; 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	60	SLU	-70 \ +820	170	-300
Contropareti	30*	SLU	-80 \ +360	520	-60
Fondo	60	SLE_QP	-65 \ +85	-	-300
Contropareti	30*	SLE_QP	0 \ +90	-	-60

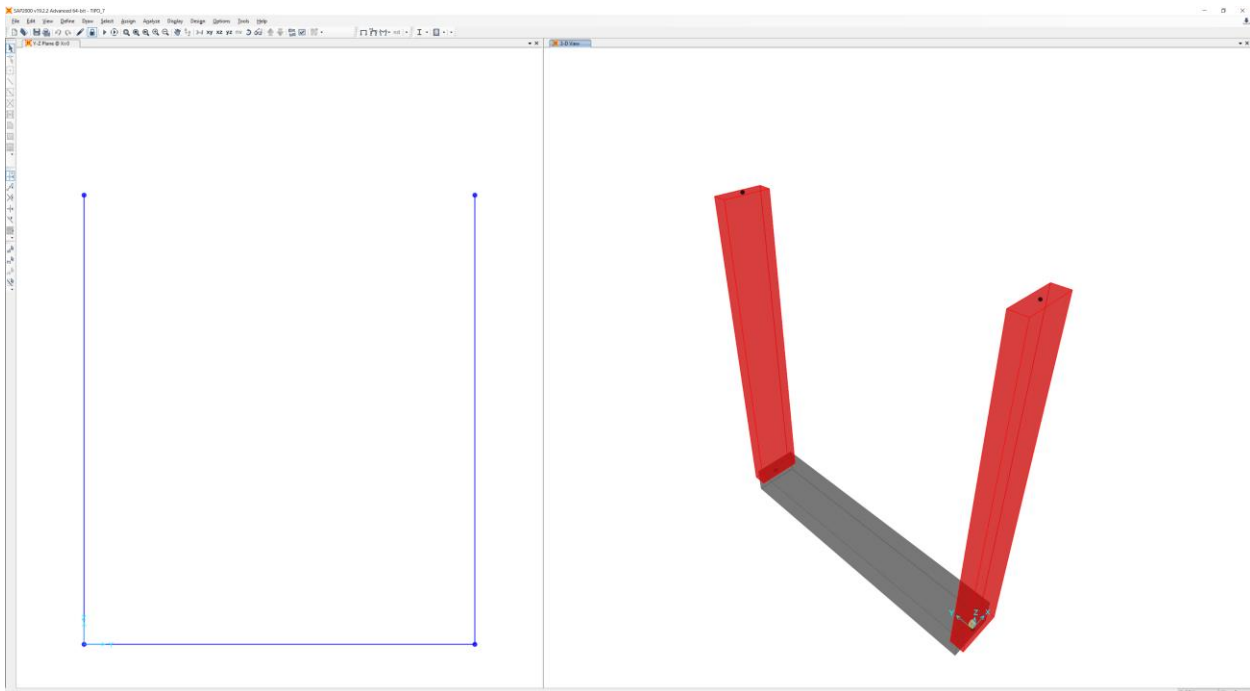
* è lo spessore efficace considerato

8.4.3.6 Modello 6: sollecitazioni strutture interne sezione TIPO 7a\7b\7c

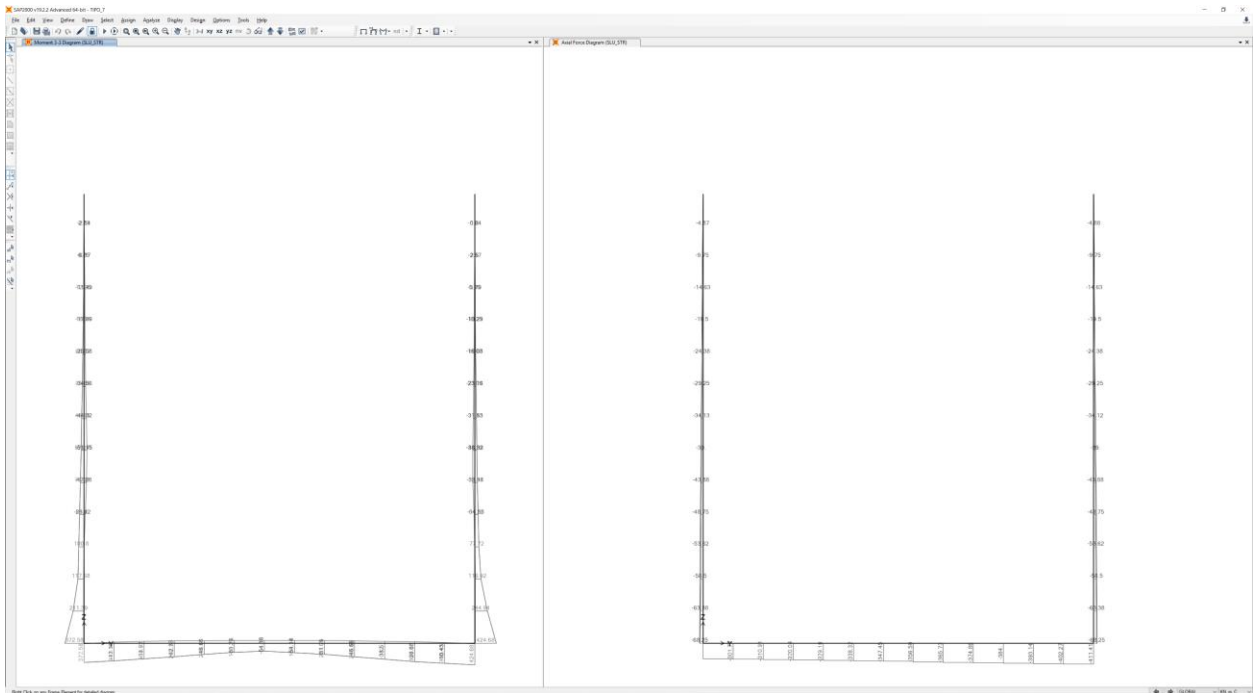
Il modello 6 riguarda il dimensionamento delle strutture interne della sezione TIPO 7a\7b\7c.

Il modello di calcolo assunto è quello di un telaio ad U avente le caratteristiche descritte al § 8.1 soggetto ai carichi descritti al § 8.3, in cui le fodere sono in continuità con la soletta di fondo.

La luce interna della sezione è pari a 5,7m; 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	60	SLU	-55 \ +425	110	-145
Contropareti	30*	SLU	-40 \ +190	260	-50
Fondo	60	SLE_QP	-55 \ +30	-	-145
Contropareti	30*	SLE_QP	0 \ +30	-	-50

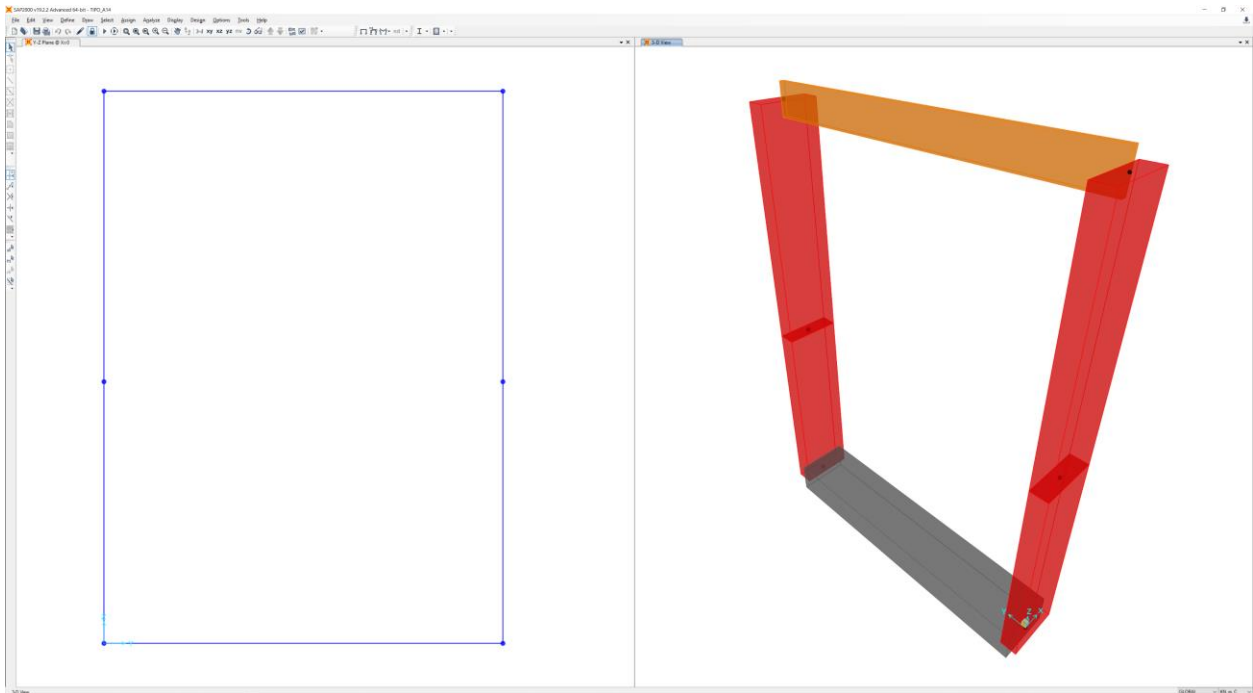
* è lo spessore efficace considerato

8.4.3.7 Modello 7: sollecitazioni strutture interne sezione TIPO A14

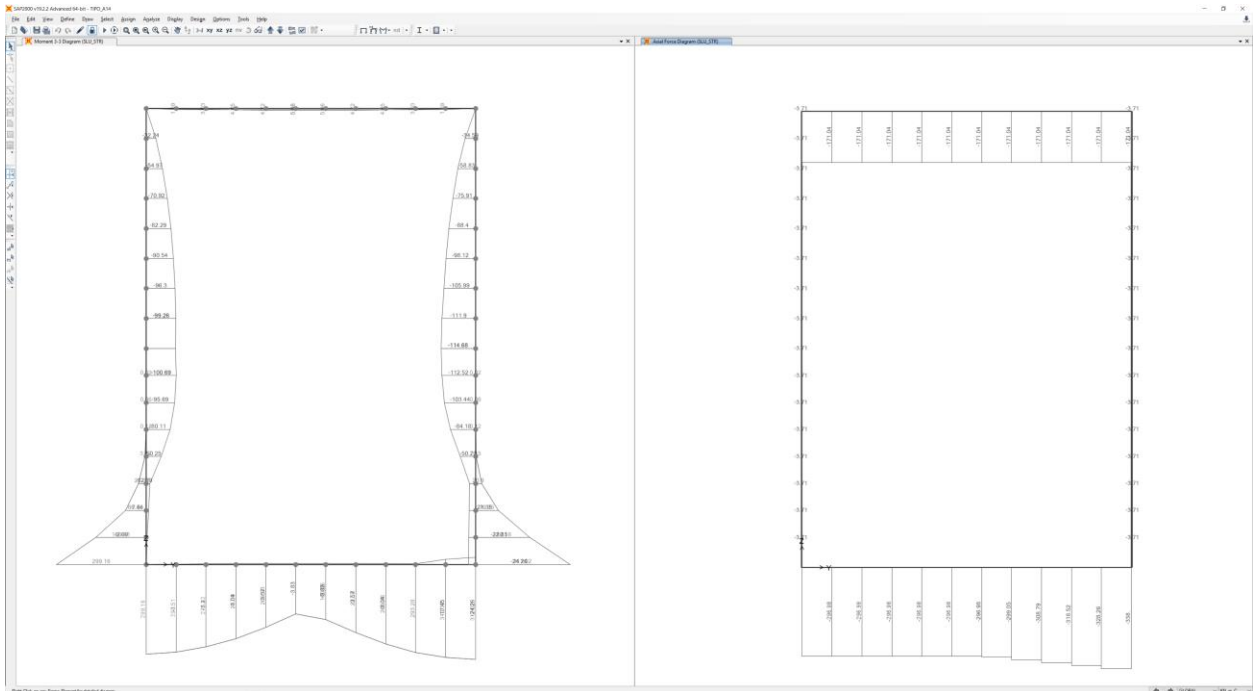
Il modello 7 riguarda il dimensionamento delle strutture interne della sezione TIPO A14.

Il modello di calcolo assunto è quello di un telaio avente le caratteristiche descritte al § 8.1 soggetto ai carichi descritti al § 8.3, in cui la soletta di copertura è incernierata alle pareti laterali.

La luce interna della sezione è pari a 5,2m; 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	60	SLU	-110 \ +360	120	-40
Contropareti	30*	SLU	-220 \ +30	250	-75
Fondo	60	SLE_QP	-80 \ +60	-	-40
Contropareti	30*	SLE_QP	0 \ +50	-	-55

* è lo spessore efficace considerato

8.5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

8.5.1.1 Modello 1: verifica sulla copertura sezione TIPO 1

Si prevedono le seguenti armature per la sezione di puntone 50x50:

ID	Armatura a flessione	Staffe
copertura	8 (*) ϕ 16 copriferro 7 cm	2 braccia ϕ 12/15

* ferri da disporre sul perimetro della sezione

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	16.4 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 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 $\geq 1,000$
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	1040.00	40.00	0.00	1040.14	302.41	0.00	7.56	16.1(7.5)
2	S	1720.00	40.00	0.00	1720.28	348.14	0.00	8.70	16.1(7.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	25.0	25.0	0.00199	18.0	18.0	-0.00576	-18.0	-18.0
2	0.00350	25.0	25.0	0.00246	18.0	18.0	-0.00286	-18.0	-18.0

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	0.000215435	-0.001885883	----	----
2	0.000000000	0.000147929	-0.000198225	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 19.2 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
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 D_{med} .
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.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/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 =lunghezza legatura proiettata sulla direzione del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	30.00	701.40	538.46	43.5 36.5	50.0	2.500	1.229	0.8	15.1(0.0)
2	S	30.00	655.18	494.71	43.0 33.5	50.0	2.500	1.250	0.9	15.1(0.0)

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI 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 [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] 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	5.09	-25.0	25.0	42.9	-18.0	-18.0	---	---

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

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff
k1 = 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 = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf 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]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	150.91	0.00

8.5.1.2 Modello 2: verifica sulla copertura sezione TIPO 2 e 3

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare:

ID	Armatura lato scavo o inferiori	Armatura lato terra o superiori	Staffe
copertura	φ 22/10 (*) copriferro 7 cm	φ 22/20 (*) copriferro 7 cm	braccia φ 12/20x40

* i ferri seguono l'andamento del momento, pertanto in prossimità degli appoggi il passo di progetto indicato si inverte tra superiore e inferiore

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 >=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	145.00	426.00	145.13	604.55	1.417	40.9	0.21	0.70	38.0 (7.5)
2	S	230.00	426.00	230.23	619.54	1.451	40.6	0.22	0.71	38.0 (7.5)

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	50.0	0.00080	43.0	-0.01311	7.0
2	0.00350	50.0	0.00089	43.0	-0.01252	7.0

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 ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm ² /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]
Vvd	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 ² /m]								
N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt	
1	S	375.00	283.16	1229.07	642.25	100.0 43.0	2.500	1.016	9.9	
2	S	375.00	294.12	1240.41	642.25	100.0 43.0	2.500	1.025	9.9	

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	8.70	50.0	0.00	32.9	-196.8	43.0	11.0	1095	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*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	-0.00125	0.00065	-0.00083	0.83	0.40	0.000774 (0.000590)	380	0.294 (0.30)	171.40

8.5.1.3 Modello 3: verifica strutture interne sezione TIPO 4

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare:

ID	Armatura lato scavo o inferiori	Armatura lato terra o superiori	Staffe
fondo	φ 22/20 (*) copriferro 7 cm	φ 22/10 (*) copriferro 7 cm	braccia φ 12/20x40
contropar.	φ 24/20 (*) copriferro 7 cm	φ 24/10 (*) copriferro 7 cm	braccia φ 12/20x40
copertura	15 φ 22 copriferro 7 cm (**)	7 φ 22 copriferro 7 cm (**)	braccia φ 12/20x40

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

** la disposizione dei ferri prevista è quella riportata in Figura 91

SOLETTA DI FONDO

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 ≥ 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	170.00	630.00	170.00	766.20	1.215	50.8	0.17	0.70	38.0 (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	0.00082	53.0	-0.01676	7.0

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 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm²/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 [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	S	580.00	314.30	1514.35	791.61	100.0 53.0	2.500	1.016	12.4

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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\emptyset/2)$ 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	6.71	60.0	0.00	39.9	-165.2	53.0	13.3	1331	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	-0.00100	0.00050	-0.00067	0.83	0.40	0.000578 (0.000495)	419	0.242 (0.30)	246.68

FODERE

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.8 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.6 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	650.00	550.00	649.82	684.84	1.242	33.0	0.32	0.83	45.2 (6.6)

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	45.0	0.00146	38.0	-0.00759	7.0

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 ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm ² /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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	S	300.00	347.08	1154.23	567.57	100.0 38.0	2.500	1.080	9.0

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	11.00	45.0	0.00	27.4	-192.0	38.0	9.1	915	45.2	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*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	-0.00129	0.00082	-0.00086	0.83	0.40	0.000802 (0.000576)	335	0.268 (0.30)	150.91

SOLETTA DI COPERTURA

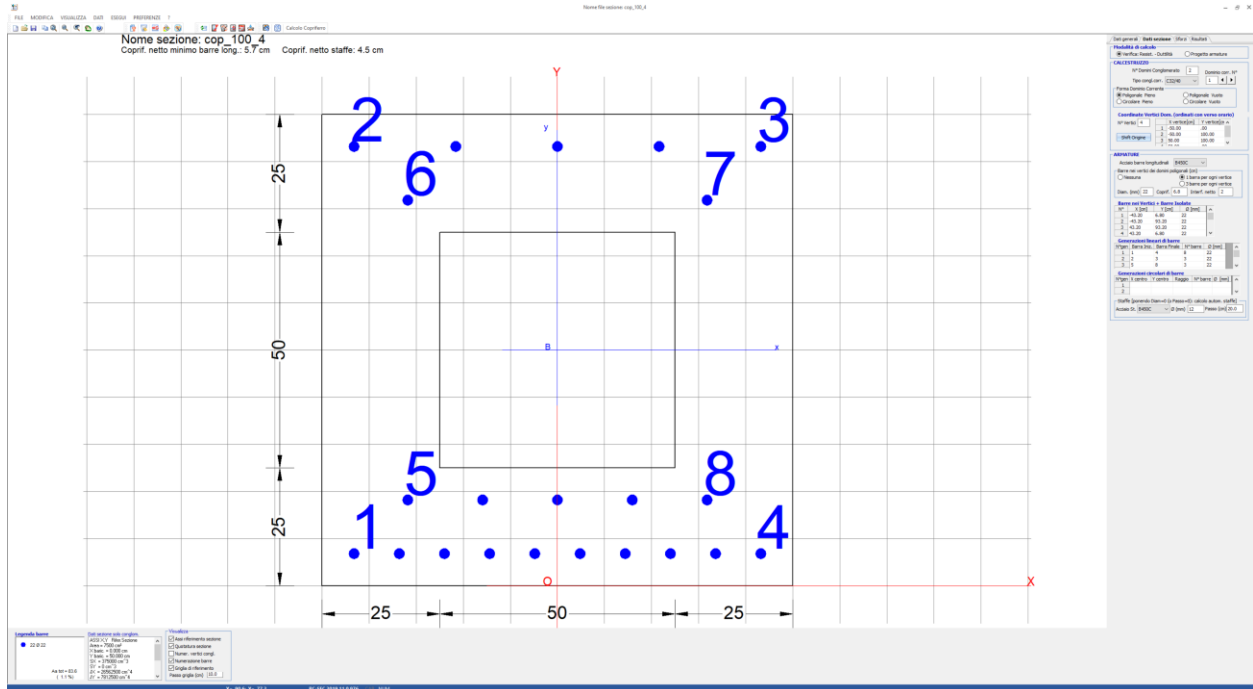


Figura 91: disposizione barre di armatura

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.4 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 ²] 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	150.00	1760.00	0.00	149.81	1956.01	0.00	1.11	64.6(13.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO 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	0.142	50.0	100.0	0.00170	43.2	93.2	-0.02121	-43.2	6.8

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	0.000265098	-0.023009796	0.142	0.700

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy 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.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/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.proietta-ta 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	650.00	1635.48	778.67	78.2	73.5	2.500	1.011	9.4	11.3(0.0)

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI 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 [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] 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	6.28	50.0	100.0	-184.6	-14.4	6.8	2288	57.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI 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
e1 Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff
k1 = 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	= $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	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]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00102	0	0.834	22.0	57	0.00064 (0.00055)	444	0.286 (0.30)	639.43	0.00

8.5.1.4 Modello 4: verifica strutture interne sezione TIPO 5

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare:

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

* i ferri seguono l'andamento del momento, pertanto in prossimità delle estremità 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 ≥ 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	40.00	360.00	40.24	509.33	1.414	53.0	0.13	0.70	25.4 (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	0.00001	53.0	-0.02289	7.0

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 ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm ² /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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	S	320.00	260.54	1496.53	791.61	100.0 53.0	2.500	1.004	6.9

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	4.04	60.0	0.00	43.4	-133.1	53.0	14.5	1448	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*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	-0.00079	0.00030	-0.00053	0.83	0.40	0.000399 (0.000399)	498	0.199 (0.30)	221.54

FODERE

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 ≥ 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	360.00	220.00	359.84	231.31	1.051	21.7	0.36	0.89	25.4 (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	0.00055	23.0	-0.00621	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 ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm ² /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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	S	220.00	216.54	689.89	305.36	100.0 23.0	2.500	1.066	10.9

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	4.99	30.0	0.00	17.9	-67.4	23.0	6.0	597	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*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	-0.00055	0.00037	-0.00037	0.83	0.40	0.000202 (0.000202)	327	0.066 (0.30)	64.08

SOLETTA DI COPERTURA

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.6	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.8	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	230.00	400.00	229.77	527.09	1.316	41.4	0.20	0.70	31.4 (7.5)

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	50.0	0.00064	43.0	-0.01407	7.0

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 ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm ² /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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	S	360.00	277.84	1240.41	642.25	100.0 43.0	2.500	1.025	9.5

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	6.18	50.0	0.00	32.1	-130.7	43.0	10.7	1072	31.4	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	-0.00084	0.00046	-0.00056	0.83	0.40	0.000411 (0.000392)	397	0.163 (0.30)	175.19

8.5.1.5 Modello 5: verifica strutture interne sezione TIPO 6

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare:

ID	Armatura lato scavo o inferiori	Armatura lato terra o superiori	Staffe
fondo	φ 24/10 copriferro 7 cm	φ 20/20 copriferro 7 cm	braccia φ 12/20x40
contropar.	φ 18/20 copriferro 7 cm	φ 26/10 (*) copriferro 7 cm	braccia φ 12/20x20

* i ferri seguono l'andamento del momento, pertanto a metà altezza si può dimezzare il passo

SOLETTA DI FONDO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.8	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.6	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	300.00	-70.00	299.78	-393.33	6.053	6.8	0.13	0.70	60.9 (9.2)
2	S	300.00	820.00	299.71	921.48	1.123	48.7	0.21	0.71	45.2 (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	0.0	-0.00009	7.0	-0.02371	53.0
2	0.00350	60.0	0.00133	53.0	-0.01296	7.0

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 ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm ² /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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	S	170.00	381.24	1532.17	791.61	100.0 53.0	2.500	1.028	3.6
2	S	170.00	348.95	1532.17	791.61	100.0 53.0	2.500	1.028	3.6

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	1.37	0.0	0.00	35.4	-10.4	7.0	8.2	825	15.7	21.5
2	S	1.91	60.0	0.00	25.2	-15.0	53.0	8.4	841	45.2	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*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	-0.00007	0.00010	-0.00005	0.83	0.40	0.000031 (0.000031)	502	0.016 (0.30)	-482.83
2	S	-0.00010	0.00014	-0.00007	0.83	0.40	0.000045 (0.000045)	324	0.015 (0.30)	371.74

FODERE

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.0	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 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	60.00	360.00	59.99	372.42	1.034	18.0	0.52	1.00	53.1 (4.0)
2	S	60.00	-80.00	59.97	-125.08	1.570	6.4	0.28	0.79	65.8 (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	0.00146	23.0	-0.00319	7.0
2	0.00350	0.0	-0.00035	7.0	-0.00916	23.0

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 = 18.4 cm]
 N.Bracci staffe: 4
 Area staffe/m : 30.2 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm²/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 [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Ast
1	S	520.00	220.25	654.20	610.72	100.0 23.0	2.500	1.011	25.7
2	S	520.00	220.25	654.20	610.72	100.0 23.0	2.500	1.011	25.7

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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] 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 7.11 30.0 0.00 17.2 -85.6 23.0 5.7 575 53.1 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	-0.00072	0.00053	-0.00048	0.83	0.40	0.000327 (0.000257)	274	0.089 (0.30)	63.51

8.5.1.6 Modello 6: verifica strutture interne sezione TIPO 7a\7b\7c

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare:

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

* i ferri seguono l'andamento del momento, pertanto a metà altezza si può dimezzare il passo

SOLETTA DI FONDO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm
Copriferro netto minimo staffe: 4.8 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	145.00	-55.00	144.81	-356.90	6.655	6.4	0.12	0.70	47.1 (9.2)
2	S	145.00	425.00	145.03	642.04	1.509	51.8	0.16	0.70	31.4 (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	0.0	-0.00030	7.0	-0.02526	53.0
2	0.00350	60.0	0.00053	53.0	-0.01900	7.0

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 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm²/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 [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	AST
1	S	110.00	332.65	1510.92	791.61	100.0 53.0	2.500	1.013	2.4
2	S	110.00	293.02	1510.92	791.61	100.0 53.0	2.500	1.013	2.4

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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] 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	1.38	0.0	0.00	21.9	-30.3	7.0	12.8	1283	15.7	21.5
2	S	0.72	60.0	0.00	20.6	-3.7	53.0	6.9	686	31.4	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*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	0.00010	-0.00012	0.83	0.40	0.000091 (0.000091)	667	0.061 (0.30)	-303.00	
2	S	-0.00003	0.00005	-0.00002	0.83	0.40	0.000011 (0.000011)	328	0.004 (0.30)	445.81	

FODERE

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 >=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	190.00	50.15	205.42	1.081	22.9	0.31	0.82	25.4 (4.0)
2	S	50.00	-40.00	50.17	-123.11	3.093	5.9	0.26	0.76	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	0.00003	23.0	-0.00789	7.0
2	0.00350	0.0	-0.00063	7.0	-0.01008	23.0

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 ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm ² /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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	S	260.00	180.89	653.01	305.36	100.0 23.0	2.500	1.009	12.8
2	S	260.00	206.23	653.01	305.36	100.0 23.0	2.500	1.009	12.8

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	2.96	30.0	0.00	19.2	-50.5	23.0	6.4	642	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*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	-0.00040	0.00022	-0.00026	0.83	0.40	0.000152 (0.000152)	336	0.051 (0.30)	58.56

8.5.1.7 Modello 7: verifica strutture interne sezione TIPO A14

Si prevedono le seguenti armature per metro lineare:

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

* i ferri seguono l'andamento del momento, pertanto a metà altezza si può dimezzare il passo

SOLETTA DI FONDO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.6	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.8	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	40.00	-110.00	40.06	-332.30	3.029	6.3	0.12	0.70	47.1 (9.2)
2	S	40.00	360.00	39.99	617.68	1.715	52.2	0.15	0.70	31.4 (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	0.0	-0.00042	7.0	-0.02615	53.0
2	0.00350	60.0	0.00038	53.0	-0.02015	7.0

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 ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm ² /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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	S	120.00	318.73	1496.53	791.61	100.0 53.0	2.500	1.004	2.6
2	S	120.00	279.11	1496.53	791.61	100.0 53.0	2.500	1.004	2.6

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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\emptyset/2)$ 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	2.09	0.0	0.00	13.4	-93.1	7.0	15.6	1555	15.7	21.5
2	S	1.34	60.0	0.00	40.5	-34.7	53.0	13.5	1354	31.4	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	-0.00055	0.00016	-0.00036	0.83	0.40	0.000279 (0.000279)	765	0.214 (0.30)	-225.42
2	S	-0.00021	0.00010	-0.00014	0.83	0.40	0.000104 (0.000104)	448	0.047 (0.30)	240.95

FODERE

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.8 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	75.00	30.00	74.96	125.60	4.253	23.9	0.27	0.77	44.1 (4.0)
2	S	75.00	-220.00	75.21	-245.83	1.117	8.1	0.35	0.88	31.4 (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	-0.00051	23.0	-0.00969	7.0
2	0.00350	0.0	0.00047	7.0	-0.00647	23.0

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 ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm ² /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 ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	S	250.00	219.06	655.99	305.36	100.0 23.0	2.500	1.014	12.3
2	S	250.00	196.51	655.99	305.36	100.0 23.0	2.500	1.014	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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	6.06	30.0	0.00	22.1	-172.5	23.0	7.4	735	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	-0.00126	0.00045	-0.00084	0.83	0.40	0.000518 (0.000518)	502	0.260 (0.30)	54.62

9 ALLEGATO A – ANALISI AVANZATA DELL'INTERAZIONE TERRENO\STRUTTURA SEZIONE TIPO A14

9.1 MODELLAZIONE DI CALCOLO

Al fine di valutare l'interazione **terreno-struttura** e valutare correttamente i cedimenti indotti sulle strutture limitrofe, si è realizzato un modello "piano" alle Differenze Finiti tramite il codice di calcolo FLAC 2D (v. 8.0.452).

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) è un software di modellazione numerica per analisi geotecniche avanzate di suolo, roccia, acque sotterranee e supporto a terra in due dimensioni.

FLAC utilizza una formulazione esplicita delle differenze finite che può modellare comportamenti complessi, come problemi che consistono in diverse fasi, grandi spostamenti e deformazioni, comportamento materiale non lineare o sistemi instabili (anche casi di cedimento / fallimento su aree estese, o collasso totale).

Permette di costruire modelli piani con la versione 2D, con possibilità di definire funzioni, procedure e leggi costitutive personalizzate. Include possibilità di simulazione di numerose leggi costitutive del terreno dalla più diffusa "Mohr-Coulomb" a quelle più raffinate come il "Cam-Clay" o "Plastic-Hardening".

FLAC gestisce con il metodo delle differenze finite qualsiasi calcolo che coinvolga terreno e struttura. FLAC calcola il nuovo stato di equilibrio, a condizione che esista, e ne presenta i risultati in forma grafica sotto forma di stato di sforzo per terreno e strutture, stato di deformazione, linee di filtrazione, etc.

Per le analisi si adotta un approccio in tensioni efficaci, quindi nei problemi che coinvolgono la determinazione delle pressioni neutre le stesse possono essere generate attraverso l'analisi del moto di filtrazione in regime stazionario; quest'ultimo richiede l'introduzione delle condizioni al contorno per la quota piezometrica e per le condizioni di flusso (superfici impermeabili, punti di emungimento, sorgenti etc.).

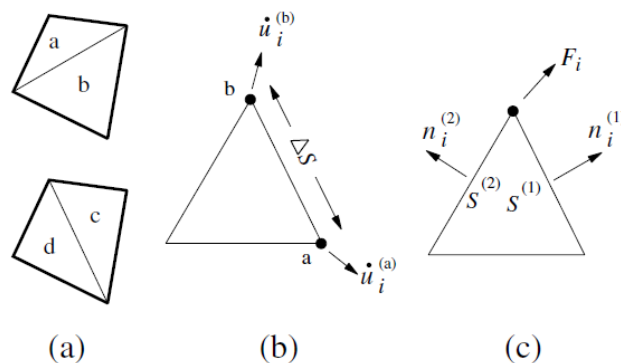


Figure 1.3 (a) Overlaid quadrilateral elements used in FLAC
(b) Typical triangular element with velocity vectors
(c) Nodal force vector

Il corpo solido del modello viene diviso dall'utente in una mesh a differenze finite composta da elementi quadrilateri; internamente, FLAC suddivide ciascun elemento in due insiemi sovrapposti di elementi triangolari a deformazione costante. I quattro sub-elementi triangolari sono chiamati a, b, c e d. Le componenti di sollecitazione deviatrice di ciascun triangolo sono mantenute

indipendentemente, richiedendo sei fattori di stress da memorizzare per ciascun quadrilatero ($4 \times \sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}$). Il vettore di forza esercitato su ciascun nodo viene assunto come la media dei due vettori esercitate dai due quadrilateri sovrapposti. In questo modo, la risposta dell'elemento composito è simmetrica, per carico simmetrico

Le dimensioni della mesh, in relazione alle dimensioni degli scavi, sono sempre sufficienti a garantire che i risultati delle analisi siano indipendenti dalla particolare discretizzazione adottata e sono tali da permettere di vincolare il lato inferiore della mesh bloccando gli spostamenti verticali e orizzontali ed i lati sinistro e destro bloccando gli spostamenti orizzontali.

Nella seguente immagine si riporta la discretizzazione di calcolo adottate, in cui è evidenziata la successione stratigrafica. Il dominio discretizzato ha una larghezza di 110 m e un'altezza di 60 m circa, costituito da circa 8142 elementi quadrilateri.

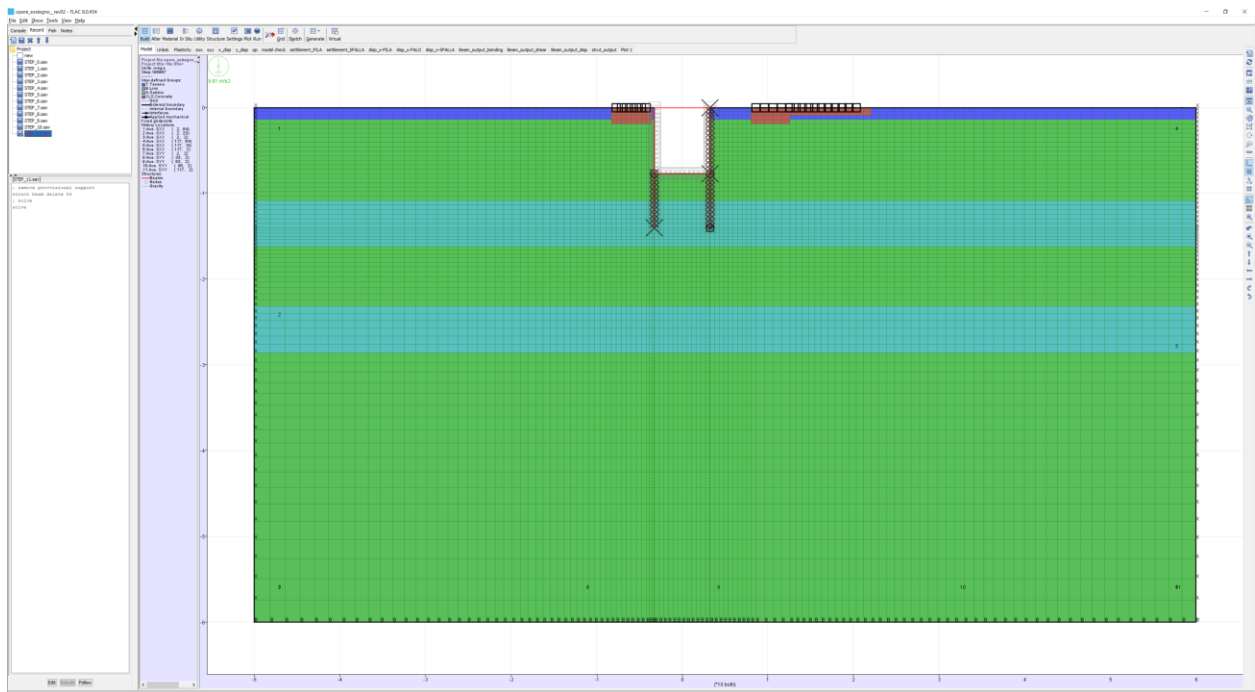


Figura 92: Modello di calcolo alle FDM

9.1.1 Parametri geotecnici e definizione dei legami costitutivi

Viste le caratteristiche dei terreni si assume un legame costitutivo di tipo **Plastic-Hardening** per le unità geotecniche A e B (vedi 4.3).

È stato poi considerato anche una unità geotecnica nominata T che rappresenta il terreno superficiale.

Per i valori di rigidezza di riferimento (richiesti dal programma di calcolo) sono state applicate le seguenti leggi di dipendenza del modulo dalle pressioni efficaci di confinamento:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cot \varphi - \sigma_3'}{c' \cdot \cot \varphi + p_a} \right)^m$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cot \varphi - \sigma'_3}{c' \cdot \cot \varphi - p_a} \right)^m$$

$$E_{UR} = E_{UR}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cot \varphi - \sigma'_3}{c' \cdot \cot \varphi + p_a} \right)^m$$

Il modulo E_{50} è stato assunto pari a E_{oed} . Il modulo E_{UR} di scarico e ricarico è stato assunto pari a 3 volte il modulo iniziale E_{50} .

La pressione di riferimento è stata assunta pari a quella atmosferica (100kPa), il coefficiente m è stato posto pari a 0,9.

La falda freatica è stata ubicata ad una profondità di 39 m dal piano campagna (in quanto non interferente con le fasi di scavo).

Per modellare le parti in calcestruzzo (es. plinti di fondazione) si è adottato un semplice legame costitutivo alla **Elastico**.

Di seguito si riportano, per i litotipi di interesse progettuale, i parametri geotecnici di resistenza e di rigidezza che ne caratterizzano il comportamento numerico:

⇒ Terreno da quota 0 m da p.c. a quota -1,5 m da p.c. (terreno tipo T)

prop density=2000.0 E50_ref=3.5E7 m=0.9 cohesion=0.0 dilation=0.0 friction=35.0
p_ref=100000.0 Eur_ref=1.05E8 Eoed_ref=3.5E7 ocr=1.0 poisson=0.25 Knc=0.426

⇒ Terreno da quota -1,5 m da p.c. a quota -11 m da p.c. (terreno tipo B)

prop density=1900.0 E50_ref=5.0E6 m=0.9 cohesion=10000.0 friction=25.0 p_ref=100000.0
Eur_ref=1.5e7 Eoed_ref=5.0E6 ocr=1.0 poisson=0.3 Knc=0.577

⇒ Terreno da quota -11 m da p.c. a quota -16 m da p.c. (terreno tipo A)

prop density=2000.0 E50_ref=5.0E7 m=0.9 friction=38.0 p_ref=100000.0 Eur_ref=1.5E8
Eoed_ref=5.0E7 ocr=1.0 poisson=0.25 Knc=0.38

⇒ Terreno da quota -16 m da p.c. a quota -24 m da p.c. (terreno tipo B)

prop density=1900.0 E50_ref=5.0E6 m=0.9 cohesion=10000.0 friction=25.0 p_ref=100000.0
Eur_ref=1.5e7 Eoed_ref=5.0E6 ocr=1.0 poisson=0.3 Knc=0.577

⇒ Terreno da quota -24 m da p.c. a quota -28 m da p.c. (terreno tipo A)

prop density=2000.0 E50_ref=5.0E7 m=0.9 friction=38.0 p_ref=100000.0 Eur_ref=1.5E8
Eoed_ref=5.0E7 ocr=1.0 poisson=0.25 Knc=0.38

⇒ Terreno da quota -28 m da p.c. a quota -60 m da p.c. (terreno tipo B)

prop density=1900.0 E50_ref=5.0E6 m=0.9 cohesion=10000.0 friction=25.0 p_ref=100000.0
Eur_ref=1.5e7 Eoed_ref=5.0E6 ocr=1.0 poisson=0.3 Knc=0.577

⇒ Fondazioni

prop density=2500.0 bulk=8.333334E9 shear=6.25E9

9.1.2 Definizione delle fasi di calcolo

Il tipo di analisi utilizzato consente di riprodurre nel dettaglio la storia della costruzione di opere geotecniche.

In generale, mediante il codice utilizzato, possono essere schematizzate gli elementi strutturali, l'evoluzione delle condizioni idrauliche al contorno, la variazione delle condizioni di vincolo e di carico. Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione tutte le principali fasi operative previste per la realizzazione dell'opera. Quindi, il termine di ciascuna analisi rappresenta la condizione iniziale per la fase successiva.

Le fasi di scavo vengono simulate mediante la disattivazione dei cluster di terreno corrispondenti, mentre la messa in opera o la rimozione degli elementi strutturali viene simulata attivando o disattivando gli elementi strutturali corrispondenti.

I modelli 2D sviluppati includono tutte le principali fasi esecutive, nella configurazione definitiva a lungo termine, per l'evento sismico, per gli stati limite di progetto previsti dalla normativa.

Nel seguito si illustrano le fasi di calcolo considerate:

1. Inizializzazione geostatica;
2. Esecuzione degli elementi di sostegno del terreno (pali tangenti);
3. Scavo fino a -1,5 da piano campagna
4. Attivazione del contrasto in testa;
5. Scavo fino a -4 da piano campagna;
6. Attivazione del contrasto in provvisorio intermedio;
7. Scavo fino a quota di progetto;
8. Getto della soletta di fondo;
9. Rimozione del contrasto intermedio.

Le principali fasi di calcolo sono rappresentate nelle seguenti immagini.

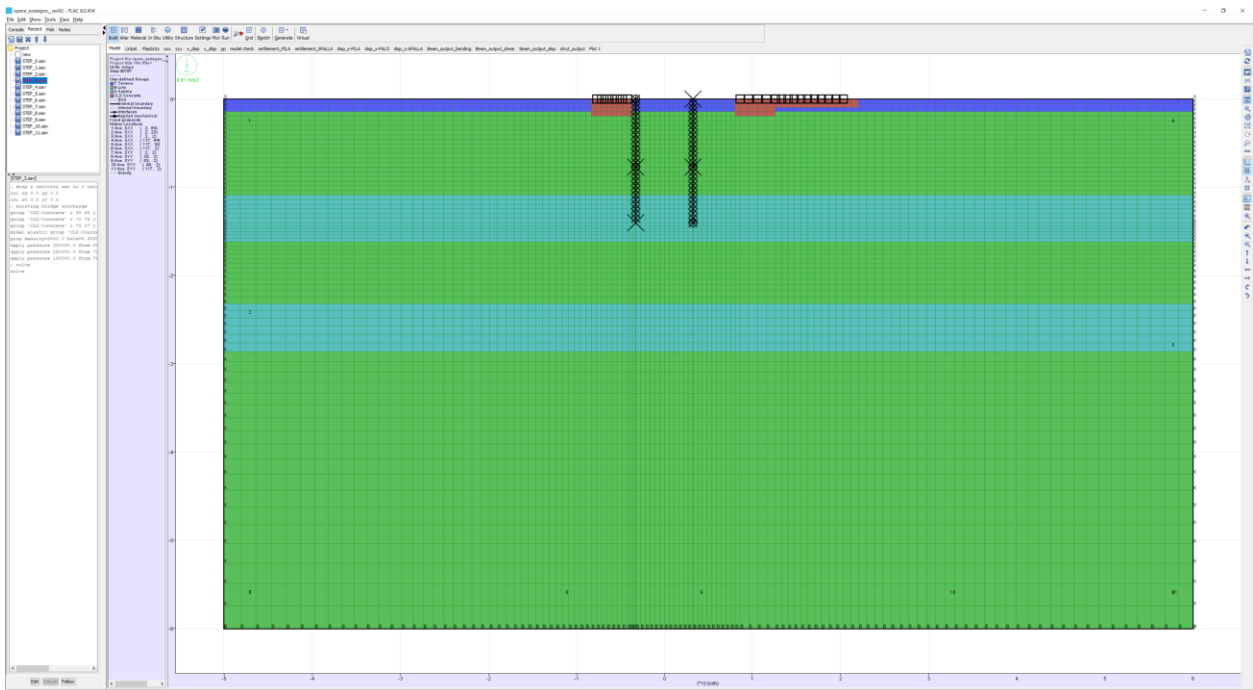


Figura 93: FASE 1 - Inizializzazione geostatica

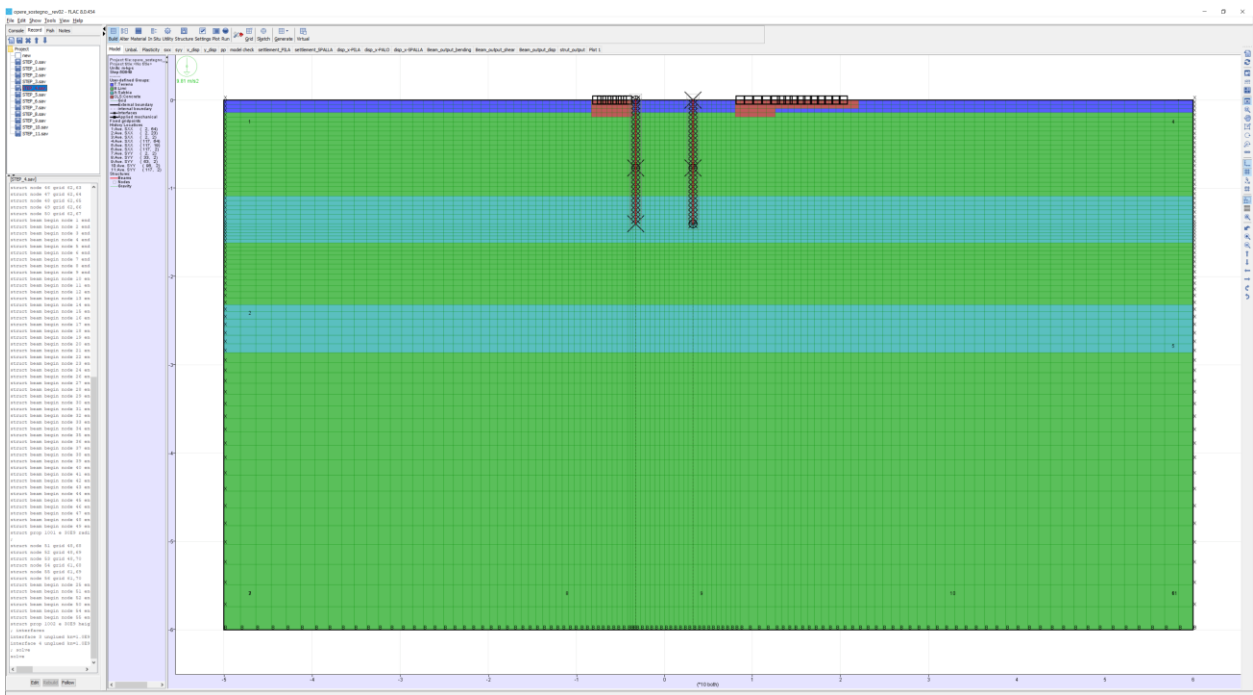


Figura 94: FASE 2 - Esecuzione degli elementi di sostegno del terreno (pali tangenti)



Figura 95: FASE 3 - Scavo fino a -1,5 da piano campagna

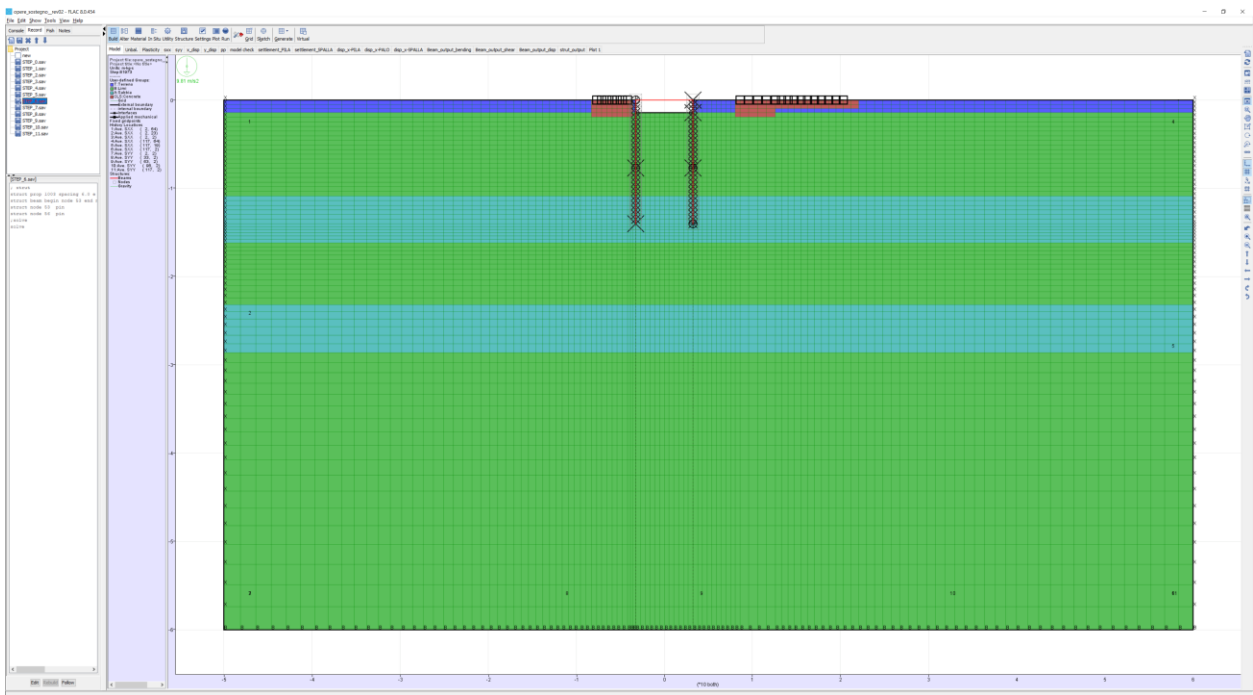


Figura 96: FASE 4 - Attivazione del contrasto in testa

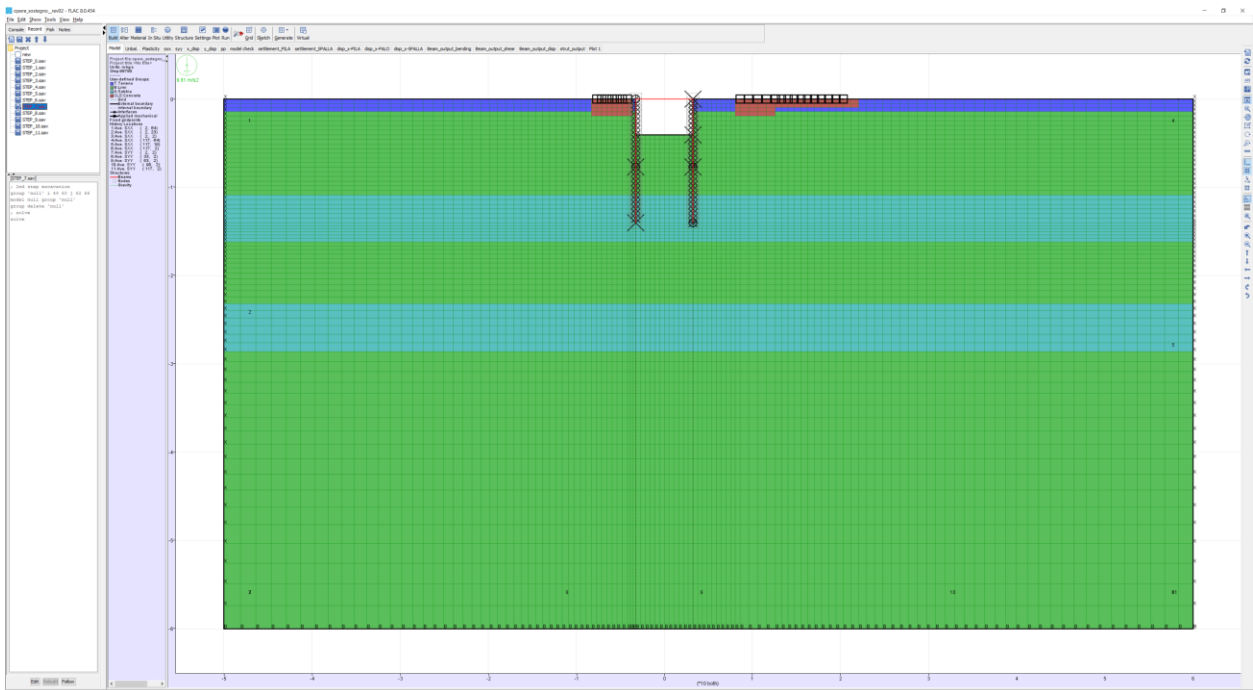


Figura 97: FASE 5 - Scavo fino a -4 da piano campagna

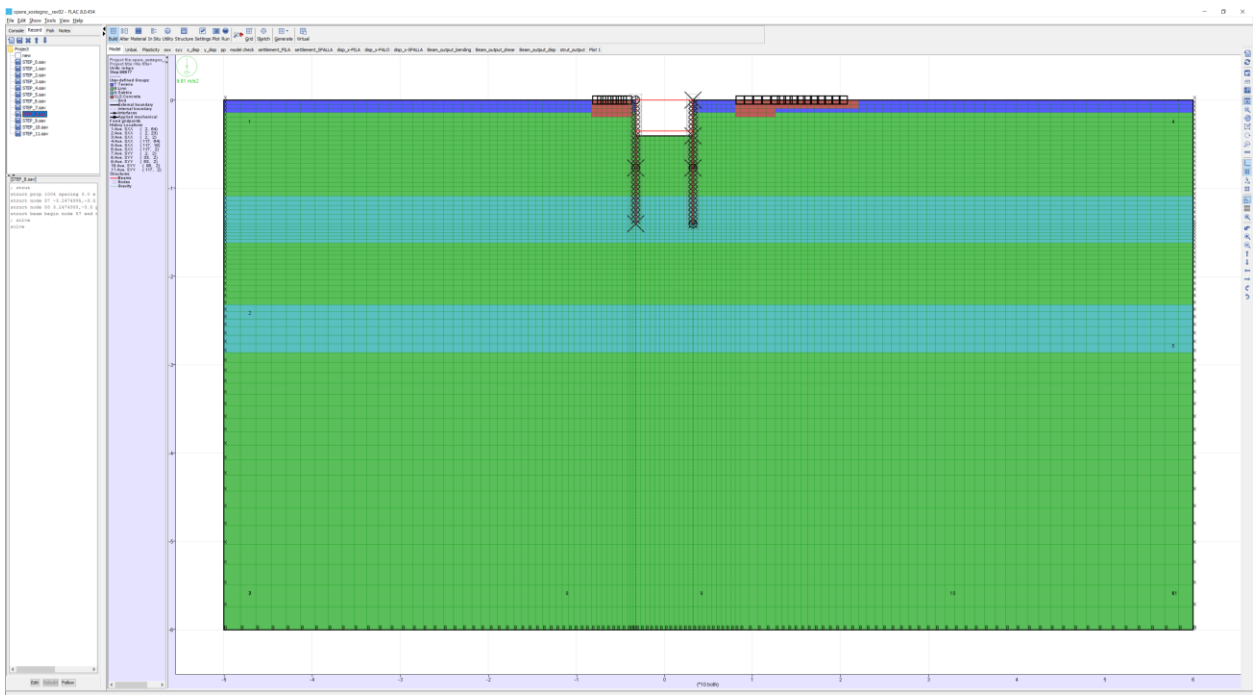


Figura 98: FASE 6 - Attivazione del contrasto in provvisorio intermedio

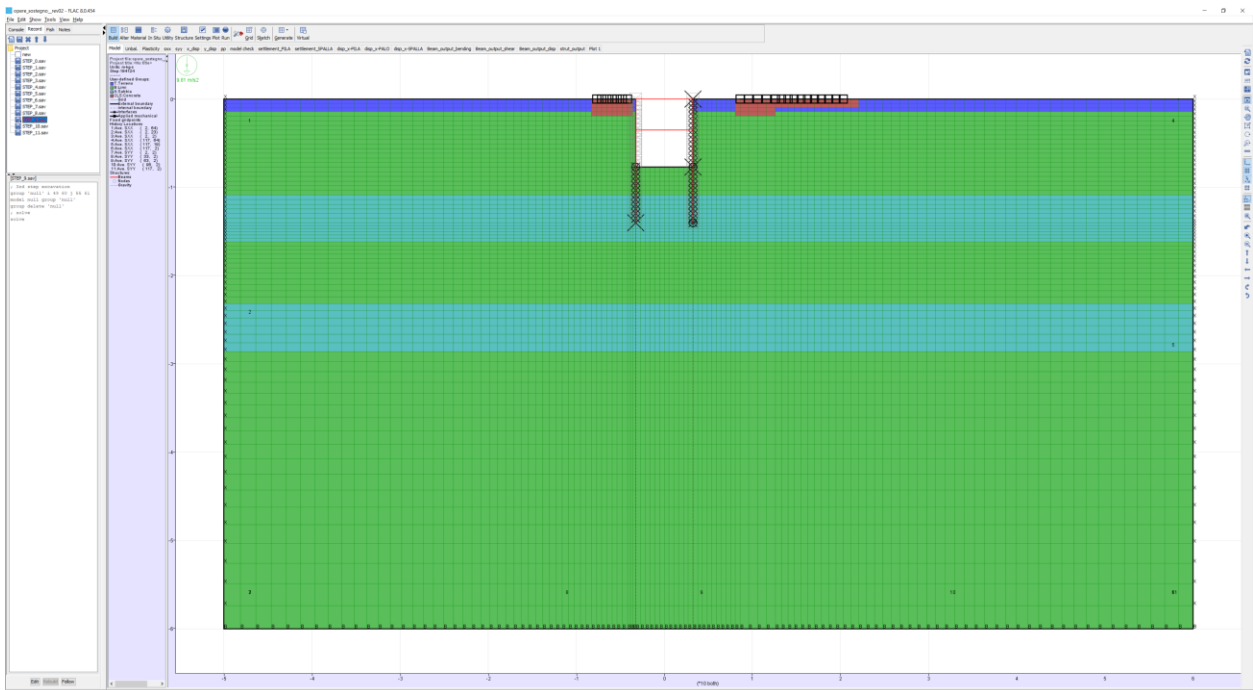


Figura 99: FASE 7 - Scavo fino a quota di progetto

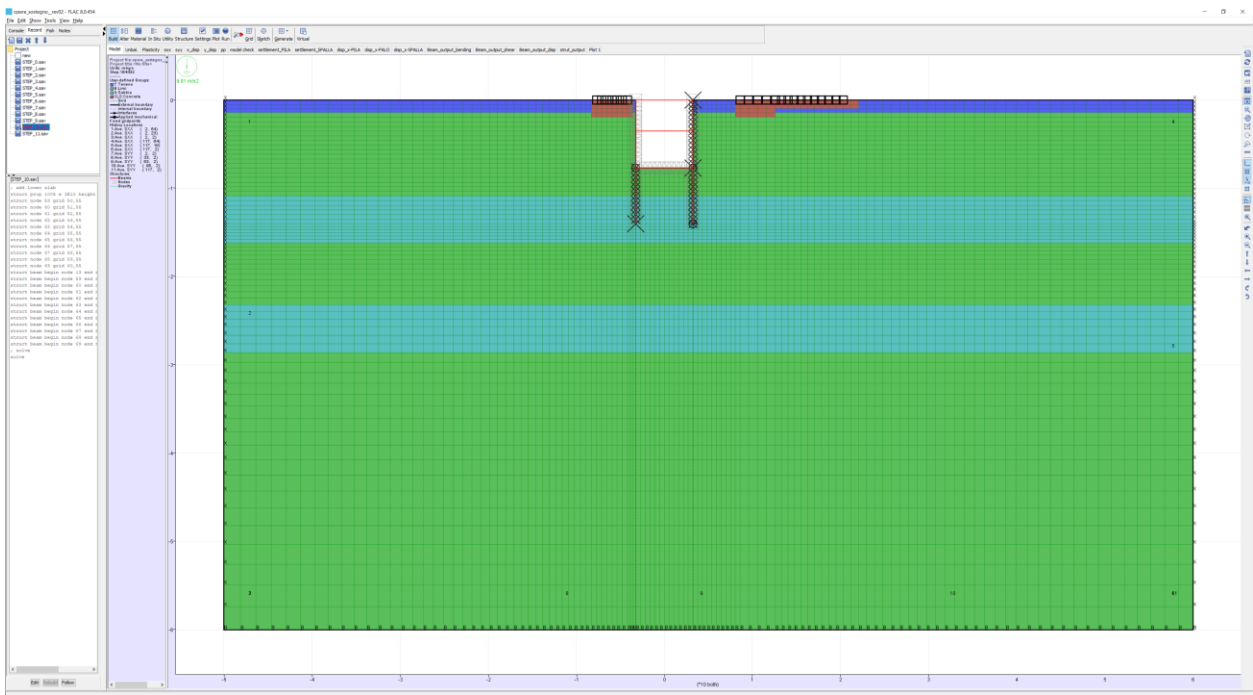


Figura 100: FASE 8 - Getto della soletta di fondo

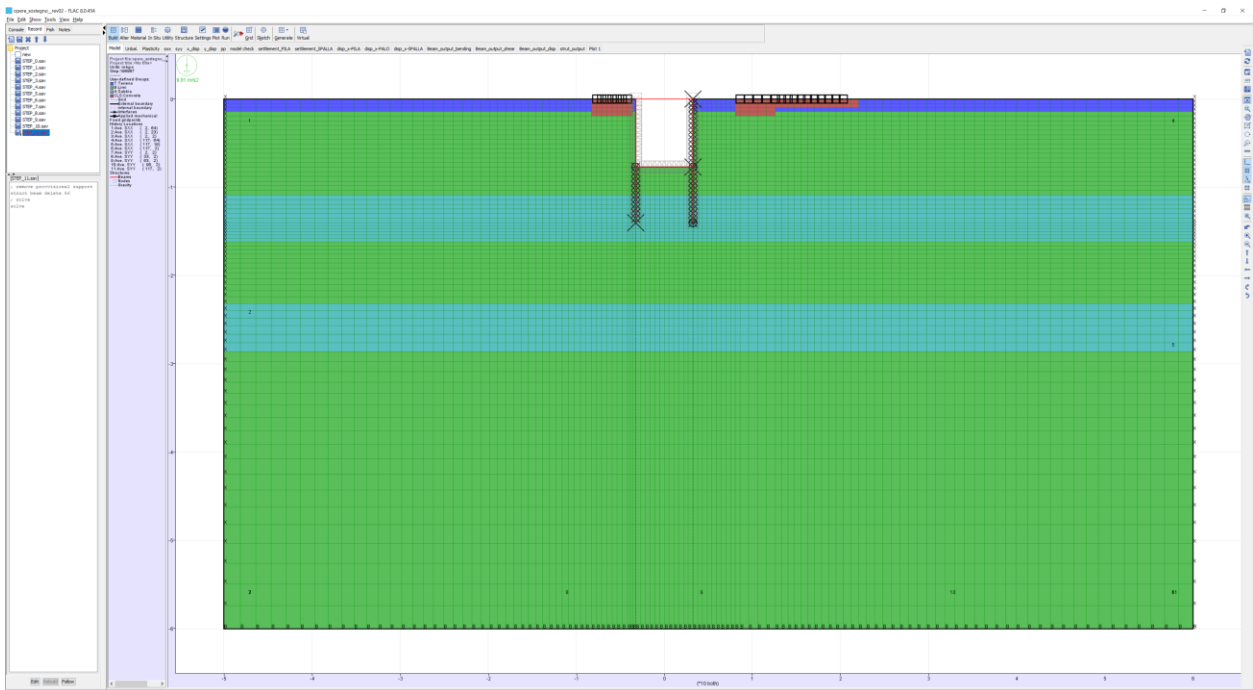


Figura 101: FASE 9 - Rimozione del contrasto intermedio

9.2 AZIONI, CARICHI E SOVRACCARICHI

Oltre a quanto ampiamente descritto al § 7.4, è stato considerato l'effetto indotto dalle fondazioni del ponte A14.

I valori di sollecitazione a intradosso plinto sono stati dedotti dalle relazioni di calcolo dell'opera, mentre l'estensione delle fondazioni è stata dedotta dagli elaborati grafici disponibili:

FONDAZIONE PILA (NORD)

Geometria

Dimensioni in pianta: 7.10mx3.80m

Altezza: 1.5m

Sollecitazioni (Combinazione RARA CC205 pag.415)

N=5111kN

Mx=236kNm

My=5231kNm

Pressione massima: $\sigma_{max} = 345\text{kPa}$

Pressione media: $\sigma_{max} = 269\text{kPa}$

Viene applicato al modello il valore cautelativo pari a 350 kPa su tutta la fondazione.

FONDAZIONE SPALLA (NORD)

Geometria

Dimensioni in pianta: 8.21mx8.21m

Altezza: 1.5m

Sollecitazioni (Combinazione RARA CC205 pag.415)

N=11110kN

Mx=324kNm

My=13469kNm

Pressione massima: $\sigma_{max} = 314\text{kPa}$

Pressione media: $\sigma_{max} = 235\text{kPa}$

Viene applicato al modello il valore cautelativo pari a 250 kPa su tutta la fondazione.

È stato inoltre considerato anche l'effetto del rilevato a tergo delle spalle dell'opera in esame assumendo un peso specifico del terreno pari a 20 kPa.

9.3 RISULTATI

Nelle figure seguenti si riportano i risultati delle analisi in termini di spostamenti.

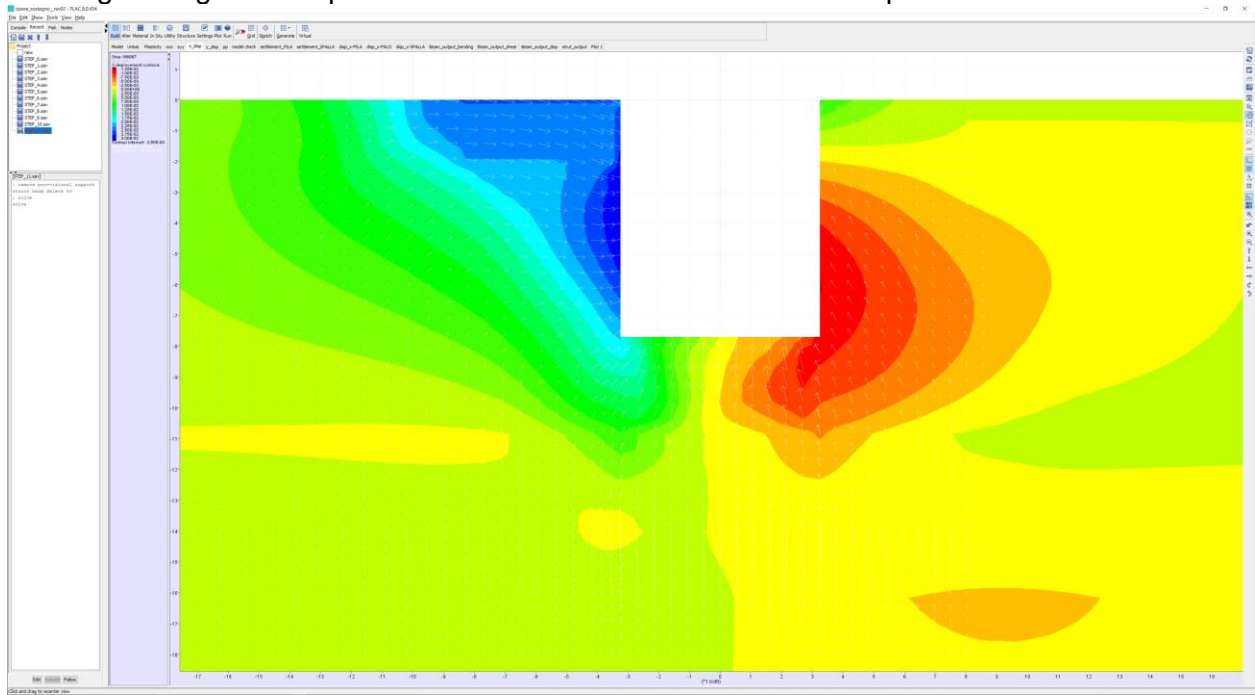


Figura 102: modello sezione TIPO A14 – spostamenti orizzontali

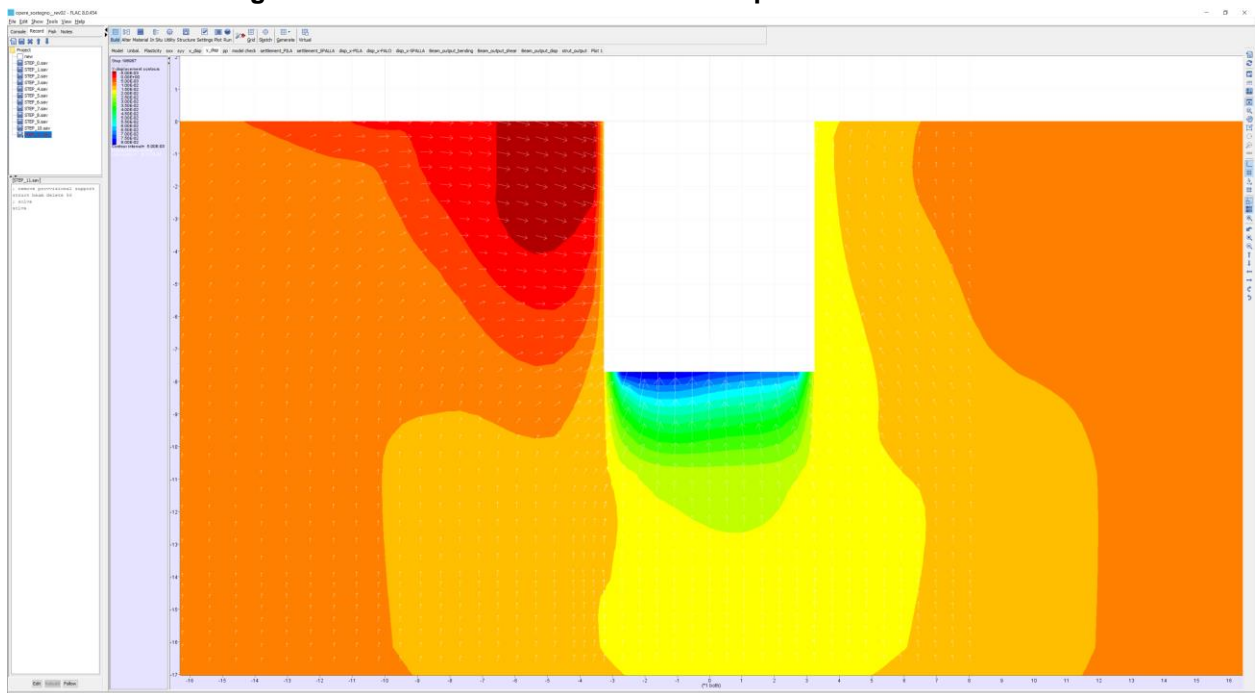


Figura 103: modello sezione TIPO A14 – spostamenti verticali

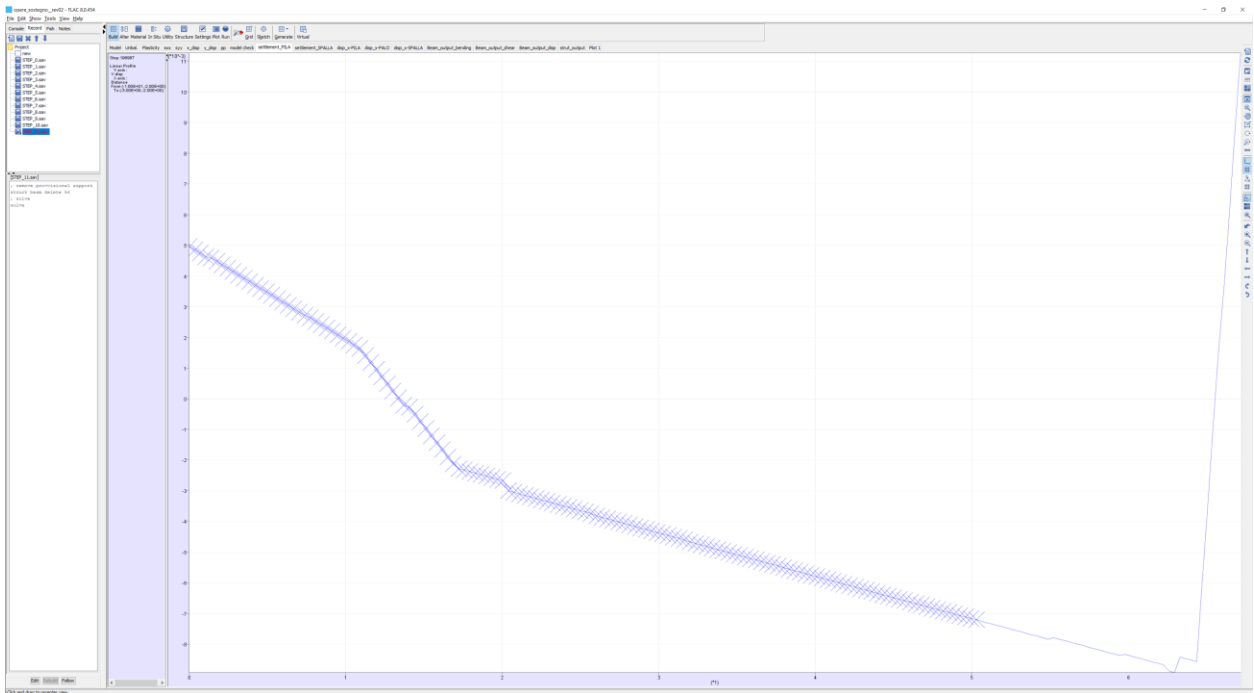


Figura 104: modello sezione TIPO A14 – spostamenti verticali in corrispondenza del plinto PILA

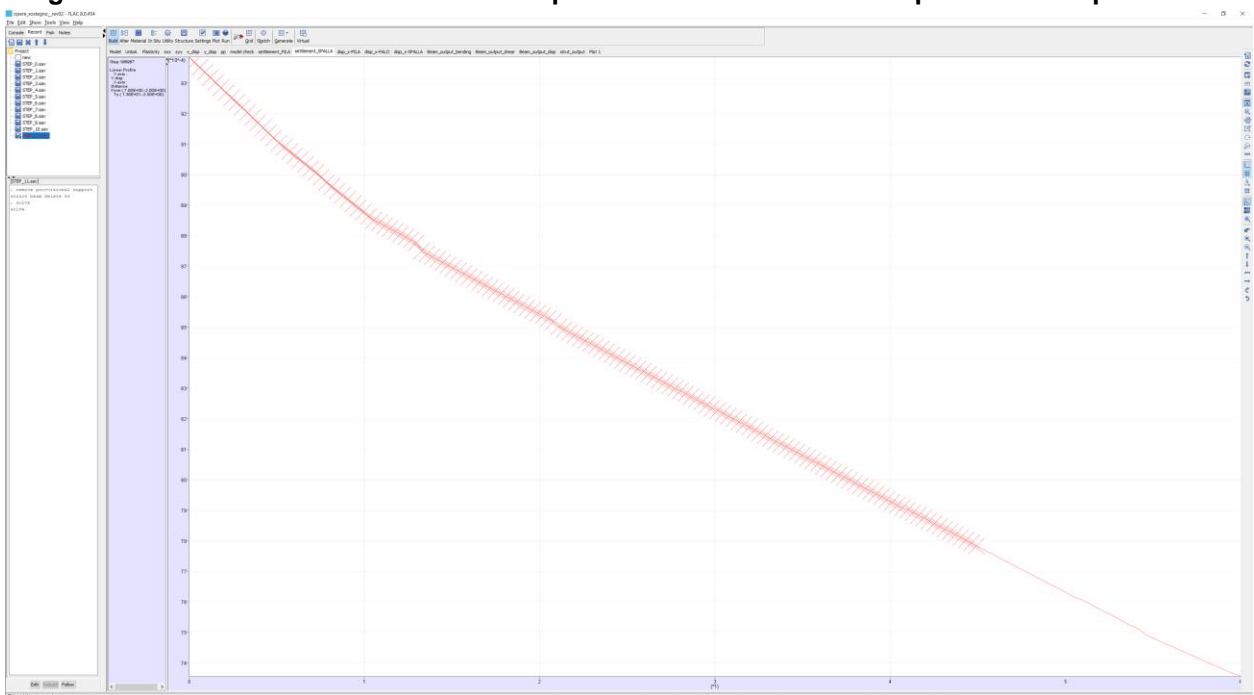


Figura 105: modello sezione TIPO A14 – spostamenti verticali in corrispondenza del plinto SPALLA

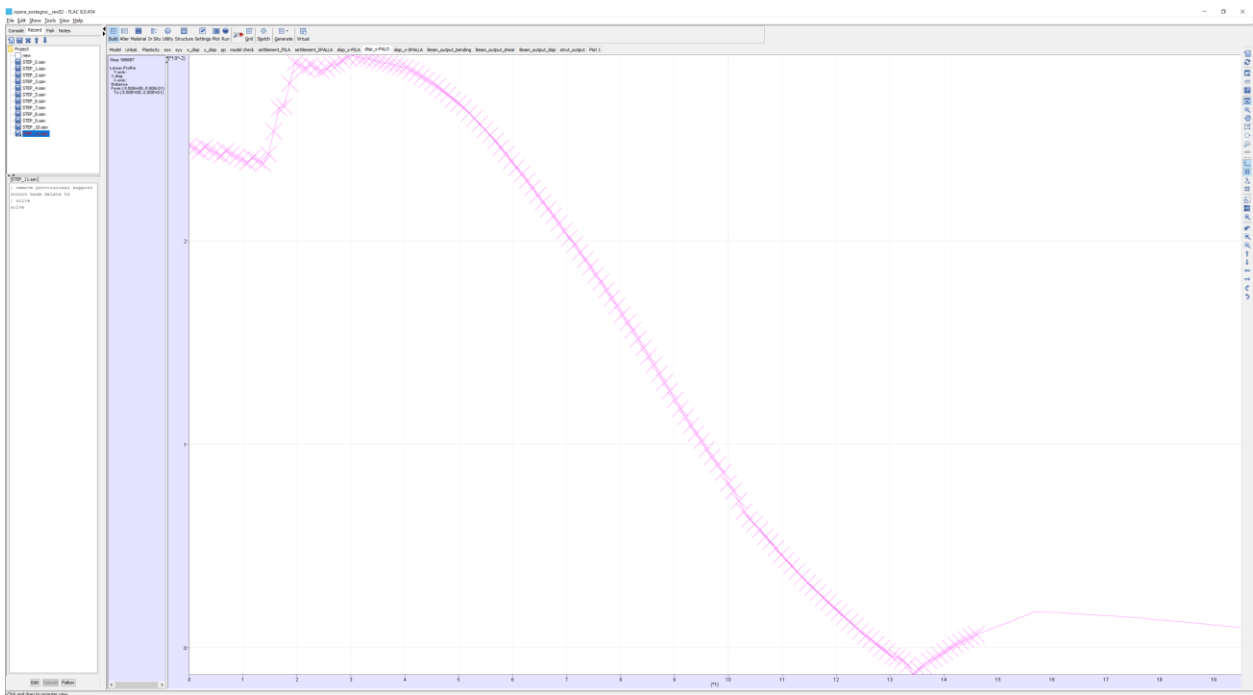


Figura 106: modello sezione TIPO A14 – spostamenti orizzontali in corrispondenza dei pali sx

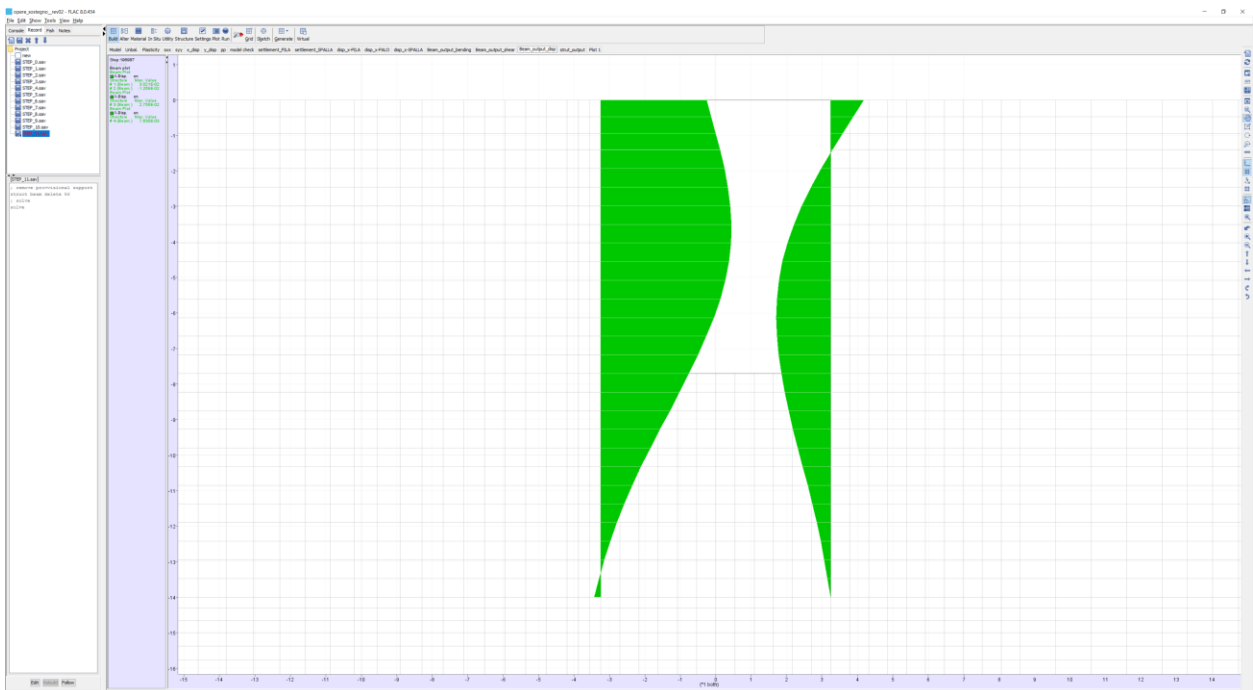


Figura 107: modello sezione TIPO A14 – spostamenti orizzontali in corrispondenza del sistema di sostegno

10 ALLEGATO B – COMBINAZIONI DI CARICO NEL DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE INTERNE

		G _{1pz}	G _{zz}	G _{sz}	G _{6z}	G _{3,2}	QC1	QC2	QV1C	QV1L	QV2C	QV2L	QV3C	QV3C	E1	E2	E3	E4	
		Pesì 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	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	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	