



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

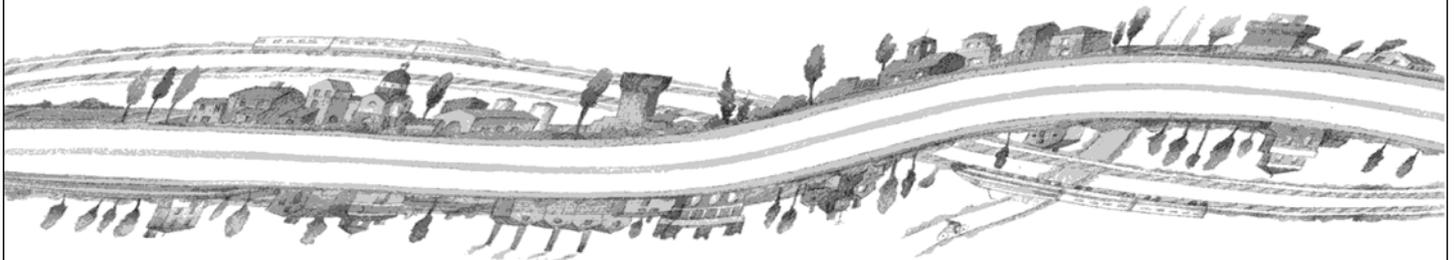
PROGETTO DEFINITIVO

**ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI
DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)
OPERE STRUTTURALI**

OPERE D'ARTE MAGGIORI - GALLERIE ARTIFICIALI E MANUFATTI

INTERCONNESSIONE CON A22 - GALLERIE E TRINCEE CONFINATE

RELAZIONE DI CALCOLO MONOLITE FS



IL PROGETTISTA

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

IL CONCESSIONARIO

Ing. Antonello Mezzaluna
Albo Ing. Bologna n° 5225 A

Ing. Giancarlo Guadagnini
Albo Ing. Ravenna n° 700 A

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.
IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				A. Fagnocchi	G. Guadagnini	E. Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA: -
2740	PD	0	I01	IGA02	0	OM	RC	03	A	

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO.....	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
3.1. DURABILITÀ E CLASSI DI ESPOSIZIONE	6
4. INCIDENZE.....	7
5. CRITERI DI CALCOLO	8
5.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI	8
5.1.1. Spinte in condizione statica	8
5.1.2. Spinta in condizioni sismiche.....	9
5.2. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	9
5.3. CRITERI PER LE VERIFICHE A FESSURAZIONE.....	10
5.4. COMBINAZIONI DI CARICO.....	10
5.4.1. Combinazioni per la verifica allo SLU-SLV	13
5.4.2. Combinazioni per la verifica allo SLE	13
6. PARAMETRI GEOTECNICI	14
7. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA.....	16
7.1. MODELLAZIONE STRUTTURALE	16
7.1.1. Modellazione adottata	16
7.2. ANALISI DEI CARICHI	17
7.2.1. Peso proprio (PP).....	17
7.2.2. Sovraccarichi permanenti portati (SP).....	18
7.2.3. Distorsioni - ritiro (RT)	18
7.2.4. Distorsioni - variazioni termiche (ENV-TM).....	18
7.2.5. Spinta delle terre (ST1, ST2, STA, ENV-ST).....	19
7.2.6. Spinte dell'acqua di falda (IR).....	21
7.2.7. Sottospinta idraulica (IB)	21
7.2.8. Carichi mobili (MS, MP1, MP2, MP3, FR)	21
7.2.9. Sovraccarico variabile a tergo dei muri e corrispondente spinta sui ritti (SV1, SV2)	23
7.2.10. Involuppo effetti carichi mobili (ENV-M).....	24
7.2.11. Azioni sismiche (IN, STS).....	24
7.3. ILLUSTRAZIONE DEI CARICHI APPLICATI AL MODELLO	27
7.4. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE	35
7.4.1. Combinazioni per gli SLU-SLV	35
7.4.2. Combinazioni per gli SLE	36

7.4.3. Combinazioni di involuppo.....	37
8. VERIFICHE STRUTTURALI.....	38
8.1. RITTI38	
8.1.1. Verifiche di resistenza SLU/SLV.....	38
8.1.2. Verifiche a fessurazione	44
8.2. SOLETTA SUPERIORE	47
8.2.1. Verifiche di resistenza SLU/SLV.....	47
8.2.2. Verifiche a fessurazione	56
8.3. SOLETTA INFERIORE.....	62
8.3.1. Verifiche di resistenza SLU/SLV.....	62
8.3.2. Verifiche a fessurazione	71
9. VERIFICA AL SOLLEVAMENTO IDRAULICO	78
10. VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE	80

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Dalla Progr. Km 1+041.55 alla Progr. Km 1+081.55 per uno sviluppo complessivo di 40.0 m, è prevista la realizzazione della galleria artificiale di sottopasso della Linea Ferroviaria Modena-verona, a singolo binario, denominata IGA02.

L'angolo sotteso dall'intersezione fra gli assi delle due infrastrutture risulta essere pari a circa 60°.

L'opera è costituita da un tratto di scatolare di lunghezza 15.0 m realizzato in opera nella posizione di esercizio finale e da un tratto di lunghezza 25.0 m realizzato anch'esso in opera ma varato a spinta nella sua posizione finale.

L'importanza della linea ferroviaria interferita impone la realizzazione del monolite scatolare fuori opera, all'interno di un apposito pozzo di varo, e la successiva traslazione dello stesso al di sotto della sede ferroviaria. Quest'ultima può rimanere in esercizio per tutta la durata dei lavori, grazie alla posa in opera di appositi impalcati provvisori a sostegno dei binari (Metodo ESSEN).

La traslazione ed infissione del monolite verrà eseguita attraverso idonea strumentazione oleodinamica. Lo scavo del terreno avverrà a foro cieco dall'interno del manufatto, con asportazione del materiale da tergo.

Il monolite presenta una sezione trasversale di dimensioni interne nette B x H pari a 13.65 x 7.25 m, con solette superiore ed inferiore di spessore paria 1.20 m e pareti laterali di spessore pari a 1.20 m. Le dimensioni esterne della sezione trasversale risultano quindi pari a 16.05 x 9.65 m. La lunghezza del monolite è di circa 25 m, cui devono aggiungersi i due rostri frontali triangolari, sagomati a 45° e sormontati da travi di collegamento, atti a consentire la corretta infissione del monolite.

A causa delle piccole tolleranze consentite, occorrerà un continuo controllo della posizione del monolite durante l'avanzamento, da ottenersi attraverso un preciso sistema di rilevamento topografico in modo da poter intervenire sulle modalità di scavo e sui dispositivi oleodinamici d'infissione, per correggere eventuali errori di traiettoria.

Terminata l'infissione del monolite, si procederà al completamento dello scavo, alla demolizione dei due rostri e alla realizzazione dei muri ad U in continuità con il monolite previa adeguata impermeabilizzazione del giunto tra monolite e muri.

La piattaforma stradale interna al monolite presenta una larghezza pari a 11.50 m. Lungo entrambi i lati della carreggiata sono previsti allargamenti pari a 0.50 m per l'alloggiamento dei profili ridirettivi.

L'altezza netta minima interna è superiore a 5.50 m.

Il sistema di raccolta dei liquidi e la zona passa cavi, è analoga alla galleria precedente.

La linea ferroviaria ad oggi è a singolo binario. In previsione di un eventuale futuro raddoppio della ferrovia, si prevede un tratto più esteso di galleria artificiale realizzato mediante scatolare realizzato in opera.

Lo scatolare in opera presenta una sezione trasversale di dimensioni interne nette B x H pari a 13.65 x 7.25 m, con solette superiore ed inferiore di spessore paria 1.20 m e pareti laterali di spessore pari a 1.20 m. Le dimensioni esterne della sezione trasversale risultano quindi pari a 16.05 x 9.65 m.

Nel seguito si riporta il dimensionamento degli elementi strutturali principali, per quanto riguarda le opere provvisionali (palancolati) a presidio degli scavi si rimanda agli elaborati geotecnici tipologici:

PD_0_000_00000_0_GT_FC_04: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI 1/2.

PD_0_000_00000_0_GT_FC_05: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI 2/2.

PD_0_000_00000_0_GT_RC_01: RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI.



2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

Si veda in proposito l'elaborato "PD_0_0000_0000_0_GE_KT_01".

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si veda in proposito gli elaborati “PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01” e “PD_0_0000_0000_0_GE_KT_02”.

3.1. DURABILITÀ E CLASSI DI ESPOSIZIONE

Si veda in proposito gli elaborati “PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01” e “PD_0_0000_0000_0_GE_KT_02”.

Al fine di garantire adeguata durabilità a calcestruzzo armato, gli elementi strutturali saranno dotati di adeguato ricoprimento di armatura e saranno confezionati con calcestruzzi a composizione tale da garantire il rispetto di tutti i requisiti richiesti dalle specifiche norme in materia.

Ai fini della durabilità si fa riferimento alle seguenti classi di esposizione così come definite da UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004:

- Piedritti e soletta superiore: XC3;
- Soletta di fondazione: XC2.

4. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'opera.

Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Pali di ancoraggio	Incidenza kg/mc				Incidenza kg/mq
				Diaframmi	Fondazione	Elevazioni e Contropareti	Soletta	
	Interconnessione A22 - Muri ad U							
IMU01	Trincea	TRINCEA			100	140		
IMU02	Trincea	TRINCEA			110	160		
IMU03	Trincea	TRINCEA			110	160		
IMU04	Trincea	TRINCEA			110	160		
IMU04	Trincea	STAZ. DI SOLLEVAMENTO (*)			120	150		
IMU04	Trincea	VASCA (*)			120	150		
IMU05	Trincea	TRINCEA			110	160		
IGA01	Galleria sotto A22	GALLERIA		175	140		200	
IGA02	Monolite di varo sotto FS	GALLERIA			185	140	190	
IGA02	Galleria di prolungamento del monolite	GALLERIA			185	140	190	
*	Sono presenti due stazioni di sollevamento e 2 vasche di sollevamento							

5. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza alla la normativa vigente NTC08, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

5.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI

In generale occorre considerare, di volta in volta, le spinte più appropriate a seconda della deformabilità della parete. Nel caso di muri per i quali si possano accettare significative deformazioni, è possibile assumere, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, un regime di spinta “attivo”. Altrimenti è in genere necessario assumere condizioni di spinta a riposo. Ai fini della definizione del regime di spinta si possono distinguere le seguenti categorie d’opera:

- muri indeformabili;
- muri deformabili;
- muri molto deformabili.

L’opera in esame può essere catalogata nella categoria dei **muri indeformabili**: per opere di tal tipo deve essere presa in considerazione lo stato di spinta a riposo.

5.1.1. Spinte in condizione statica

Ad una generica profondità z , la spinta orizzontale totale sulla parete è data da:

$$\sigma_0(z) = k_0 [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z)$$

essendo $\sigma_0(z)$ la pressione verticale agente alla profondità z , $u(z)$ la spinta orizzontale idrostatica calcolata alla stessa profondità e k_0 il coefficiente di spinta a riposo assunto pari a:

$$k_0 = 1 - \text{sen}^2 \phi'$$

Si precisa che, cautelativamente, si è considerato anche il caso di spinta in condizione “attiva”: ovviamente si è poi preso in considerazione, di volta in volta, il caso maggiormente vincolante.

5.1.2. Spinta in condizioni sismiche

La forza di calcolo E_d , da considerarsi come l'aliquota di sovraspinta dinamica del terreno in condizione sismica, si assume distribuita con andamento rettangolare sul ritto verticale e di intensità pari a (teoria di "Wood"):

$$\Delta P_d = \gamma \cdot k_h \cdot H^2$$

- k_h = coefficiente sismico;
- H = altezza dell'elemento;
- γ = peso specifico del terreno.

Per quanto riguarda gli effetti di spinta conseguenti all'acqua, si assumono le ipotesi tipiche dei terreni a grana fine, ossia che l'acqua, imprigionata negli interstizi, si muova insieme con il terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa complessiva (terreno + acqua) del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_{sat}$. Si ammette che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni ai fini del calcolo delle azioni sulla parete. Per ulteriori dettagli si veda il punto seguente ed il punto 7.2.11.

5.2. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NTC08).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Nel caso in esame, ritenendo le verifiche tensionali non vincolanti per il dimensionamento dell'opera, si eseguiranno solamente le verifiche di resistenza nei confronti dello SLV.

Le azioni sismiche sono valutate con riferimento ai dati di base riportati al punto 7.2.11.

5.3. CRITERI PER LE VERIFICHE A FESSURAZIONE

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4 della C.M. n.617 del 02/02/2009, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo “n”) secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell’aggressività dell’ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell’interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera soddisfatta.

In aggiunta, ai fini di garantire una maggiore attendibilità dei risultati ottenuti, si è stimata anche l’ampiezza delle fessure operando con il metodo diretto proposto allo stesso punto della C.M. n.617 del 02/02/2009.

5.4. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, utilizzate per condurre le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio, sono state dedotte in funzione di quanto prescritto dalla vigente normativa. Le tabelle che seguono riassumono le formule di combinazione di norma ed i valori dei coefficienti parziali impiegati per le azioni.

Combinazioni SLU-SLE

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

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

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

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

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

Combinazione SLV

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Carichi gravitazionali per valutazione delle masse in fase sismica

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} .$$

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc.)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_p	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	σ_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	σ_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	σ_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	σ_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

5.4.1. Combinazioni per la verifica allo SLU-SLV

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera. Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU): collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, verifica nei confronti del sollevamento idraulico in fase definitiva e transitoria di cantiere;
- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 2" per il quale si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R); in particolare, per quanto riguarda le verifiche geotecniche, si adottano le seguenti combinazioni A+M+R:

$$(A1+M1+R3) \quad \text{GEO (carico limite fondazione).}$$

5.4.2. Combinazioni per la verifica allo SLE

Per quanto attiene agli Stati Limite in Esercizio (SLE), si è eseguita la verifica a fessurazione secondo la combinazione di carico appositamente in cui il carico mobile del treno e della frenatura/avviamento sono considerati con un fattore di combinazione pari a 0.80 e i carichi variabili rimanenti secondo i coefficienti della combinazione "rara". Le verifiche a fessurazione sono state condotte, secondo le istruzioni proposte da "Rete Ferroviaria Italiana", limitando l'apertura teorica delle fessure al seguente valore:

$$w_1 = 0.20 \text{ mm.}$$

Per quanto riguarda la verifica tramite il metodo indiretto tabellare secondo quanto previsto dalla C.M. n.167 del 02/02/2009, si è imposto un limite massimo tensionale alle barre pari al valore:

$$\sigma_{\max} = 160.0 \text{ MPa.}$$

Sono invece state trascurate le rimanenti combinazioni di carico relative agli SLE in quanto le corrispondenti verifiche tensionali richieste dalla normativa risultano meno vincolanti rispetto alle verifiche di resistenza nei confronti degli SLU/SLV e di fessurazione appena citata.

6. PARAMETRI GEOTECNICI

La tabella che segue riassume la caratterizzazione geotecnica estratta dalla Relazione Geotecnica di cui al rif. [1].

Profondità (m da p.c.) (Q_{ref} 17.80 m s.l.m.)	Unità -	z_w (m)	γ_n (kN/m ³)	φ' (*) (°)	c' (*) (kPa)	c_u (*) (kPa)	E' (kPa)	M (kPa)
0.0÷1.0	2	0.5	19.0	28	0	-	25000	-
1.0÷12.0	1		18.8	20	2	30-40	2972-4460	4000-6000
12.0÷14.0	4		19.0	31	0	-	30000	-
Da 14.0	5		19.5	31	0	-	55000	-

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);
 z_w = profondità falda di progetto;
 γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);
 (*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:
 • valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
 • valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);
 c' = valore della coesione efficace (kPa);
 c_u = valore della coesione non drenata (kPa);
 E' = modulo di Young (MPa);
 M = valore del modulo edometrico.

Nel seguito si farà riferimento ad una caratterizzazione geotecnica semplificata rappresentata da un terreno mono-strato (si precisa, pertanto, che in via semplificata e cautelativa si è trascurato il fatto che il rilevato presenti parametri geotecnici di calcolo più performanti rispetto a quelli adottati e desunti sulle caratteristiche del terreno in sito) caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- angolo di attrito interno del terreno $\varphi' = 23.0^\circ$
- coesione drenata $c' = 0.0$ kPa
- coesione non drenata $c_u = 40.0$ kPa
- coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0.609$

- coefficiente di spinta attiva $k_a = 0.438$
- peso specifico del terreno $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
- coefficiente di sottofondazione $k_s = 5000 \text{ kN/m}^3$
- Livello di falda a regime: -4.70 m da p.c.
- Livello di falda durante la fase transitoria esecutiva: -5.70 m da p.c.

La scelta dei parametri geotecnici sopra riportati è giustificata e cautelativa, sia per il calcolo delle spinte sui paramenti che per le verifiche di carattere geotecnico, in quanto:

- 1) il valore dell'angolo di attrito interno ai fini del calcolo delle spinte deriva da una media pesata dei valori relativi alle unità 2 ($\phi'=28^\circ$) e unità 1 ($c'=2 \text{ kPa}$, $\phi'=20^\circ$) che, per lo stato tensionale relativo alle profondità in esame, possono essere ritenuti equivalenti a $c'=0 \text{ kPa}$, $\phi'=22^\circ$);
- 2) il valore dell'angolo di attrito interno ai fini del calcolo di capacità portante deriva da una media pesata dei valori relativi alle unità 4 ($\phi'=31^\circ$) e unità 1 ($c'=2 \text{ kPa}$, $\phi'=20^\circ$) che, per lo stato tensionale relativo alle profondità in esame, possono essere ritenuti equivalenti a $c'=0 \text{ kPa}$, $\phi'=22^\circ$);
- 3) il valore di coesione non drenata, che interviene nelle verifiche di capacità portante, è stato assunto pari al massimo tra i valori riportati nella Relazione Geotecnica in quanto il volume di terreno interessato del meccanismo di rottura coinvolge in maniera limitata lo strato coesivo (unità 1) ed in maggioranza lo strato sabbioso sottostante (unità 4) caratterizzato da elevate caratteristiche di resistenza ($\phi'=31^\circ$). Sarebbe stato, pertanto, eccessivamente cautelativo fare riferimento ad un terreno mono-strato caratterizzato dal valor medio di C_u riportato nella Relazione Geotecnica.

7. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA

7.1. MODELLAZIONE STRUTTURALE

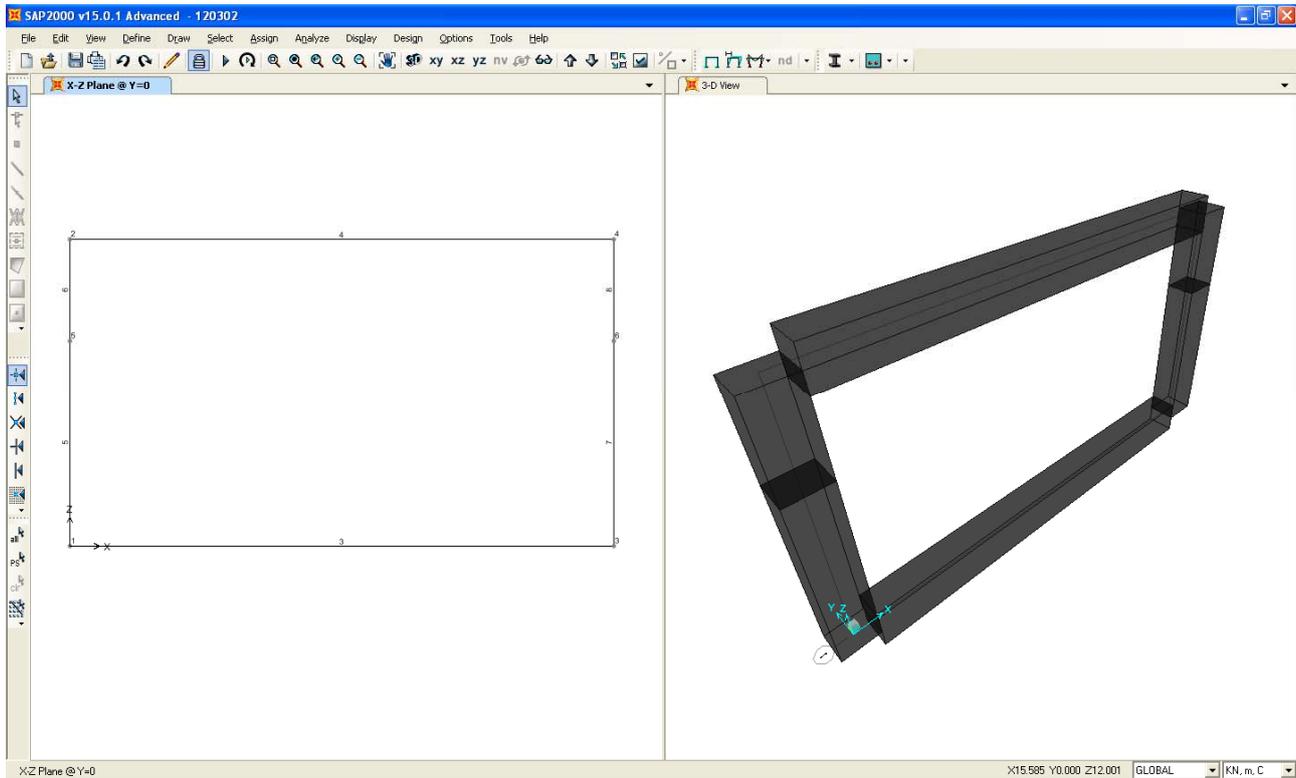
L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con il programma agli elementi finiti SAP2000 v. 15.0.1 della "Computers & Structures Inc.", Berkeley – California (USA), schematizzando i vari setti con elementi finiti monodimensionali "frames".

7.1.1. Modellazione adottata

La struttura viene schematizzata attraverso un modello di calcolo piano agli elementi finiti. Si è assunto lo schema statico di telaio chiuso che modella una porzione di opera di profondità unitaria.. La platea di fondazione è modellata con un elemento "frame" al quale sono assegnate molle elastiche per unità di lunghezza corrispondenti ad un valore della costante di sottofondo pari a: $K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$. Affinché la modellazione della platea dia risultati soddisfacenti il passo massimo della suddivisione interna in elementi finiti è stato fissato in 0.50 m. I ritti sono stati schematizzati con elementi "frame" e suddivisi in due elementi finiti ognuno.

Per tenere correttamente in conto gli effetti di sovrapposizione tra elementi strutturali in corrispondenza dei nodi di intersezione, è stata assegnata alle aste la funzione "End Offsets" in grado di tenere correttamente in conto la sovrapposizione tra elementi intersecanti.

La figura che segue illustra il modello di calcolo adottato.



7.2. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio.

7.2.1. Peso proprio (PP)

Il peso proprio delle strutture viene assegnato in maniera automatica dal programma di calcolo (in funzione della geometria degli elementi che le schematizzano) come carico uniformemente distribuito. Le sezioni presentano le seguenti altezze:

- Soletta superiore, ritti e soletta inferiore: 1.20 m.

7.2.2. Sovraccarichi permanenti portati (SP)

Il peso proprio del ricoprimento superiore (binari, ballast, sub-ballast) e di quello inferiore (pavimentazione stradale, sottostruttura stradale, cordoli), è stato assegnato come carico lineare sugli elementi finiti “frames” che schematizzano le due solette. Il valore del carico assegnato è pari a:

- Carichi permanenti superiori: 23.4 kN/m

Carico permanente - (SPS)	
Peso specifico sovrastruttura ferroviaria	18.0 KN/m ³
Spessore medio sovrastruttura ferroviaria	1.30 m
Carico permanente	23.4 KN/m/m

- Carichi permanenti inferiori: 24.0 kN/m

Carico permanente - (SPI)	
Peso specifico sovrastruttura stradale	20.0 KN/m ³
Spessore medio sovrastruttura stradale	1.20 m
Peso specifico strato di cls magro (eventuale)	23.0 KN/m ³
Spessore strato cls magro	0.0 m
Carico permanente	24.0 KN/m/m

Il sovraccarico permanente non verrà messo in conto nelle verifiche al sollevamento idraulico eseguite per la fase transitoria di cantiere.

7.2.3. Distorsioni - ritiro (RT)

Gli effetti del ritiro sono stati valutati assegnando una variazione termica negativa all'elemento “frame” che schematizza la soletta superiore. Considerando che il ritiro agisce nel lungo termine e pertanto con riferimento ad un modulo di elasticità di Young pari a circa 1/3 di quello istantaneo, si è assegnata una variazione termica costante pari a -6°C.

7.2.4. Distorsioni - variazioni termiche (ENV-TM)

Secondo le indicazioni riportate al punto 5.2.2.5.2 delle NTC08 si sono considerate le seguenti variazioni termiche:

- Variazione termica uniforme (soletta superiore): $\pm 15^\circ \text{C}$;
- Variazione termica lineare (soletta superiore e ritti): $\pm 5^\circ \text{C}$.

Combinando le variazioni tra loro si ha:

- Variazione termica positiva:
 - Estradosso soletta superiore: $+12.5^\circ \text{C}$;
 - Intradosso soletta superiore: $+17.5^\circ \text{C}$;
 - Interno ritti: $+2.5^\circ \text{C}$;
 - Esterno ritti: -2.5°C ;
- Variazione termica negativa:
 - Estradosso soletta superiore: -12.5°C ;
 - Intradosso soletta superiore: -17.5°C ;
 - Interno ritti: -2.5°C ;
 - Esterno ritti: $+2.5^\circ \text{C}$.

Le variazioni termiche in soletta di base sono state trascurate in quanto protetta sia superiormente che inferiormente. Al fine di gestire in maniera più snella le combinazioni di carico di progetto (SLU, SLV e SLE), si è deciso di costruire un'unica combinazione di inviluppo "ENV-TM" che sarà presa in considerazione in seguito.

7.2.5. Spinta delle terre (ST1, ST2, STA, ENV-ST)

A tergo dei ritti si è provveduto ad applicare un diagramma di spinta trapezoidale simulante la spinta del terreno laterale dovuta al peso proprio. Per quanto riguarda il coefficiente di spinta si sono assunte le seguenti casistiche:

- Caso A: si assume il caso di spinta "a riposo" (ST1 e ST2).

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi = 0.609$$

Si precisa che questo caso di carico elementare è stato fattorizzato nelle combinazioni di progetto con un coefficiente pari a 1.00 per il ritto sinistro (destra) e 1.35 per il ritto destro (sinistra), qualora tali configurazioni risultassero maggiormente gravose per qualche verifica di dimensionamento;

- Caso B: si assume il caso di spinta “attiva” (STA).

$$k_a = 1 - \text{sen}\phi = 0.438$$

Si precisa che questo caso di carico elementare è fattorizzato nelle combinazioni di progetto con un coefficiente pari a 1.00 o a 1.35 per entrambi i ritti, qualora tali configurazioni risultassero maggiormente gravose per qualche verifica di dimensionamento.

Si è poi considerata la presenza della falda idrostatica ad una profondità pari a 4.70 m da piano campagna di progetto.

Spinta laterale terreno dovuta al suo peso - (ST)	
Altezza terreno laterale sopra falda da eastradosso	4.70 m
Altezza terreno laterale (ad asse soletta superiore)	1.90 m
Altezza terreno laterale (ad asse soletta inferiore)	10.35 m
Peso specifico terreno laterale	18.5 KN/m ³
Peso specifico terreno laterale immerso	8.5 KN/m ³
Coefficiente di spinta a riposo	0.609 -
Pressione in sommità ritto	21.4 KN/m/m
Pressione alla quota di falda	53.0 KN/m/m
Pressione alla base del ritto	82.2 KN/m/m
Risultante spinta a riposo + spinta della falda	645.5 KN/m

Spinta laterale terreno dovuta al suo peso - (ST)	
Altezza terreno laterale sopra falda da eastradosso	4.70 m
Altezza terreno laterale (ad asse soletta superiore)	1.90 m
Altezza terreno laterale (ad asse soletta inferiore)	10.35 m
Peso specifico terreno laterale	18.5 KN/m ³
Peso specifico terreno laterale immerso	8.5 KN/m ³
Coefficiente di spinta attiva	0.438 -
Pressione in sommità ritto	15.4 KN/m/m
Pressione alla quota di falda	38.1 KN/m/m
Pressione alla base del ritto	59.1 KN/m/m
Risultante spinta attiva + spinta della falda	509.1 KN/m

Al fine di gestire in maniera più snella le combinazioni di carico di progetto (SLU, SLV e SLE), si è deciso di costruire un'unica combinazione di involucro “**ENV-ST**” che involuppa le seguenti combinazioni di carico.

Combinazioni di spinta della terra					
C. elem.	ST01	ST02	ST03	ST04	ST05
ST1	1.35	1.00	1.35	0.00	0.00
ST2	1.00	1.35	1.35	0.00	0.00
STA	0.00	0.00	0.00	1.35	1.00

7.2.6. Spinte dell'acqua di falda (IR)

Si è considerata la presenza di una falda acquifera a partire da una profondità pari a

- Fase definitiva: 4.70 m da piano campagna;
- Fase di cantiere: 5.70 m da piano campagna.

La falda, in regime definitivo, fornisce una spinta con diagramma triangolare sui ritti secondo i valori seguenti.

Spinta idrostatica - (IR)		
Altezza falda (da asse soletta di base)	5.65	m
Pressione alla base ritto	56.5	KN/m/m

La quota di falda in fase di cantiere è considerata unicamente per le verifiche al sollevamento idraulico.

7.2.7. Sottospinta idraulica (IB)

L'azione della sottospinta idraulica è stata considerata nelle verifiche a sollevamento idraulico.

7.2.8. Carichi mobili (MS, MP1, MP2, MP3, FR)

Ai sensi del punto 5.2.2.3 del D.M. 14/01/2008 si sono considerati gli effetti dei tre treni carico proposti: LM71, SW/0 e SW/2. Data la luce della soletta superiore (14.85 m da asse ritti), le sollecitazioni flessionali e taglianti dovute al treno di carico SW/2 risultano più gravose; pertanto si è considerato agente solo un carico distribuito linearmente pari al valore di:

$$q_{SW/2} = \alpha \cdot 150 = 1 \cdot 150 = 150.0 \text{ KN/m}$$

dove con α si è indicato il coefficiente di “adattamento” dipendente dalla tipologia della rete ferroviaria che è da assumersi unitario per il treno di carico considerato.

Ipotizzando una diffusione trasversale del carico dovuto al convoglio ferroviario secondo le prescrizioni riportate al punto 5.2.2.3.1.4 della normativa vigente, si ha una larghezza di diffusione pari a circa 2.85 m. La determinazione dell’effetto dinamico del carico mobile poi, eseguita secondo le prescrizioni di cui al punto 5.2.2.3.3 della normativa vigente, porta al seguente valore (si ipotizza cautelativamente una linea con “ridotto standard manutentivo”):

$$\phi_3 = 1.185$$

Tale coefficiente può essere ridotto in quanto trattasi di opera scatolare avente copertura maggiore di 1.0 m. Si ha pertanto:

$$\phi_{rid} = 1.155$$

Carichi mobili verticali		
Carico del treno pesante SW2		150.0 KN/m
Larghezza di diffusione trasversale		2.85 m
Carico del treno pesante SW2 al metro		52.63 KN/m
Amplificazione dinamica del carico		1.2 -
Carico del treno pesante SW2 dinamico al metro		60.79 KN/m

Si è poi considerata l’azione di avviamento o frenatura del convoglio ferroviario, ipotizzando che solo il 50% sia trasmessa, attraverso il ricoprimento superiore, all’opera e che il rimanente 50% si trasmetta attraverso il binario e il ricoprimento superiore al terreno latitante l’opera.

Azione da frenatura/avviamento - (FR)		
Carico da frenatura		35.0 KN/m
Carico da avviamento		33.0 KN/m
Carico considerato		35.0 KN/m
Larghezza di diffusione trasversale		2.85 m
Coefficiente riduttivo per interazione binario		0.5 -
Carico lineare distribuito		6.1 KN/m

Per quanto attiene alla soletta di base, si sono considerati agenti i classici carichi previsti per i ponti stradali indicati la punto 5.1.3.3.3 delle NTC08. Data la larghezza della carreggiata si sono assegnate 3 corsie di carico di larghezza pari a 3.0 m secondo lo Schema di Carico 1 e si è aggiunto un carico distribuito pari a 2.50 KPa sulla parte rimanente.

Le lunghezze di diffusione delle impronte di carico si sono assunte in direzione trasversale pari all’ingombro della colonna di carico convenzionale (3.0 m), longitudinalmente diffondendo l’impronta fino al piano medio

della soletta attraverso il ricoprimento (spessore medio circa pari a 1.30 m), assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta. Si ha:

- base collaborante trasversale: 3.00 m;
- lunghezza diffusione longitudinale: $LL = 1.60 + 2 \cdot (1.30 \cdot \tan 30^\circ + 1.20/2) = 4.30$ m;
- $q'_{acc,1} = 600/3.00/4.30 + 9 = 55.50$ KPa;
- $q'_{acc,2} = 400/3.00/4.30 + 2.5 = 33.50$ KPa;
- $q'_{acc,3} = 200/3.00/4.30 + 2.5 = 18.00$ KPa;
- $q'_{acc,4} = 2.50$ KPa.

Si sono ipotizzate tre configurazioni differenti:

- MP1: veicoli accatastati al ritto sinistro;
- MP2: veicoli centrati;
- MP3: veicoli accatastati al ritto destro.

7.2.9. Sovraccarico variabile a tergo dei muri e corrispondente spinta sui ritti (SV1, SV2)

Per quanto attiene ai carichi mobili a tergo dei ritti che implicano la nascita di spinte orizzontali, si è assegnato il valore del treno di carico SW/2 senza l'amplificazione dinamica come previsto al punto 5.2.2.3.1.5 delle NTC08.

$$q_{\text{verticale}} \cong 50.0 \text{ KN/m.}$$

Spinta laterale terreno dovuta al sovraccarico - (SV1, SV2)		
Sovraccarico variabile a tergo del muro		50.0 KPa
Pressione in sommità terreno e base ritto		30.5 KN/m/m

Nelle combinazioni di carico allo SLU verranno considerate le condizioni di carico alternative di seguito descritte:

- spinta esercitata su entrambi i piedritti (SV2);
- spinta esercitata su un solo piedritto (SV1).

7.2.10. Inviluppo effetti carichi mobili (ENV-M)

Al fine di gestire in maniera più snella le combinazioni di carico di progetto (SLU, SLV e SLE) si è deciso di costruire una serie di combinazioni di carico per i soli carichi mobili: da queste si è creata un'unica combinazione di inviluppo “ENV-M” che sarà presa in considerazione in seguito.

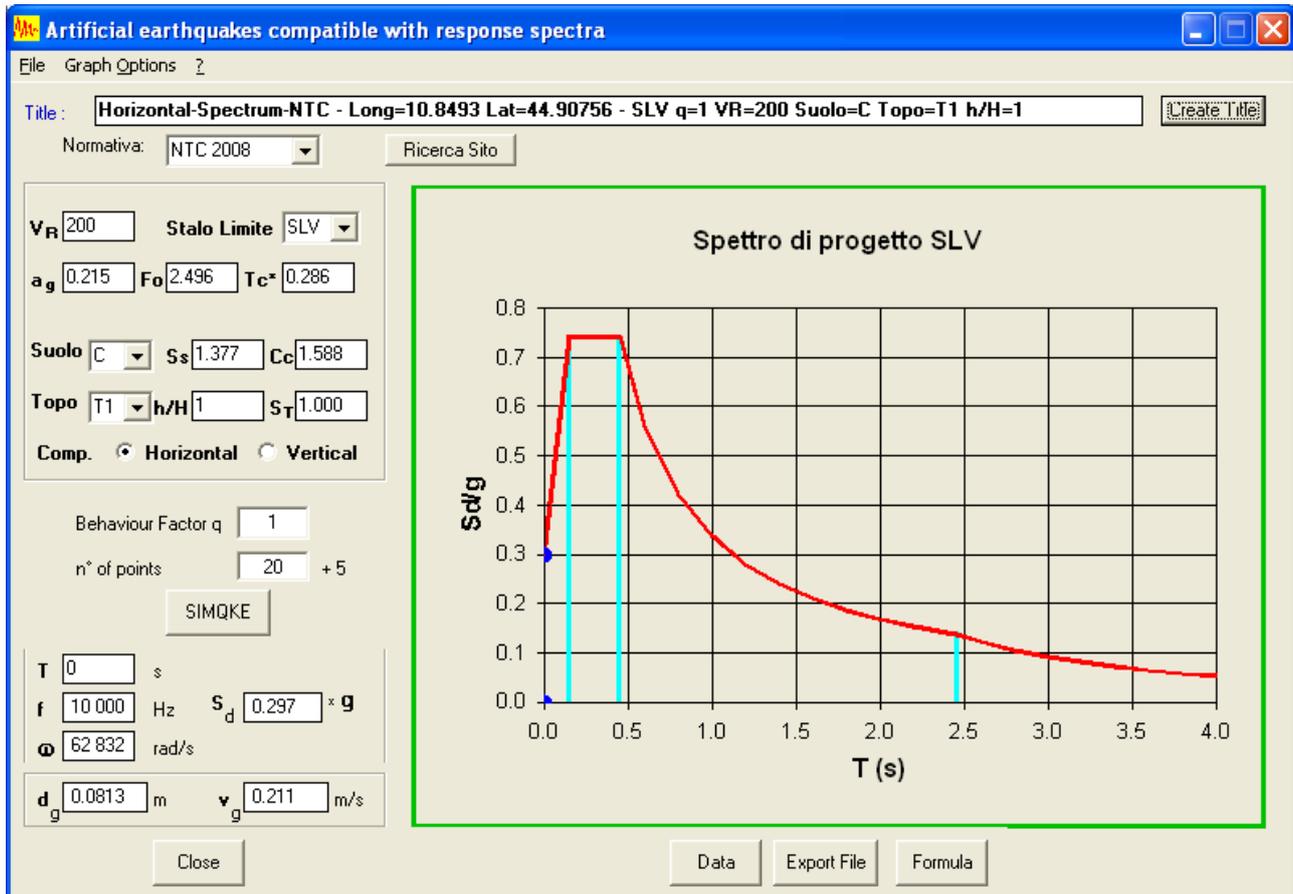
Combinazioni di carico mobile																
C. elem.	CM1	CM2	CM3	CM4	CM5	CM6	CM7	CM8	CM9	CM10	CM11	CM12	CM13	CM14	CM15	CM16
MS	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Mp1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
Mp2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
Mp3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
SV1	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SV2	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
FR	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

7.2.11. Azioni sismiche (IN, STS)

La determinazione dell'azione sismica è stata eseguita assumendo i seguenti parametri:

- Zona geografica: svincolo autostrada A22;
- Vita nominale: 100 anni;
- Classe d'uso: IV → $C_u = 2.0$;
- Stato Limite: SLV;
- Categoria di sottosuolo: C;
- Categoria topografica: T1;
- Fattore di struttura: $q = 1$;
- Fattore $\beta_m = 1$ (struttura rigida rispetto al terreno).

Si ottengono i parametri riassunti nella schermata seguente.



Le forze inerziali orizzontali e verticali originate dalle masse proprie degli elementi strutturali (e ai carichi permanenti portati) sono rappresentate da un insieme di forze orizzontali e verticali applicate staticamente alla struttura di intensità pari al prodotto del peso degli elementi per il coefficiente sismico $k_h = a_g \cdot S$ e k_v , nel rispetto dei principi dell'analisi statica lineare:

$$k_h = 0.297;$$

$$k_v = 0.149 \text{ (azione sismica diretta verso l'alto} \Rightarrow \text{azione inerziale diretta verso il basso).}$$

Le forze inerziali sono state applicate agli elementi "frames" che schematizzano gli elementi strutturali dell'opera; ovviamente si è considerato che anche i carichi permanenti portati siano soggetti all'azione inerziale data dall'accelerazione sismica.

SOLETTA INFERIORE

Azione inerziale sismica - (IN)		
Spessore soletta	1.20	m
Coefficiente sismico k_h	0.297	-
Azione inerziale peso proprio	8.91	KN/m/m
Azione inerziale carico permanente	7.13	KN/m/m
Azione inerziale totale (somma)	16.04	KN/m/m

RITTI

Azione inerziale sismica - (IN)		
Spessore medio ritto	1.20	m
Coefficiente sismico k_h	0.297	-
Azione inerziale ritto sottovento (peso proprio)	8.91	KN/m/m
Lunghezza sbalzi ad asse ritto	0.00	m
Azione inerziale terreno imbarcato	0.00	KN/m/m
Azione inerziale ritto sopravvento (peso proprio + terreno)	8.91	KN/m/m

SOLETTA SUPERIORE

Azione inerziale sismica - (IN)		
Spessore soletta	1.20	m
Coefficiente sismico k_h	0.297	-
Azione inerziale peso proprio	8.91	KN/m/m
Azione inerziale carico permanente	6.95	KN/m/m
Azione inerziale carico variabile	18.05	KN/m/m
Azione inerziale totale (somma)	33.91	KN/m/m

Per la soletta superiore si è aggiunto il 20% delle masse legate al treno di carico SW/2, come prescritto dalla normativa vigente (parallelamente si è considerata anche la medesima aliquota di carico variabile in soletta superiore).

Per quanto concerne la valutazione delle spinte delle terre agenti sulle spalle in condizioni sismiche, si è operato differenziando l'entità delle spinte in virtù della direzione di ingresso del sisma.

In particolare, con riferimento alla **parete sopravvento**, la forza di calcolo E_d , da considerarsi come l'aliquota di sovraspinta sismica del terreno, si assume distribuita con andamento rettangolare sul ritto verticale e di intensità pari a:

$$\Delta P_d = \gamma * k_n * H^2$$

dove H è l'altezza del ritto, γ il peso specifico naturale del terreno (per la falda non viene messa in conto il suo contributo di sovrappressione dovuto al comportamento in condizioni dinamiche in virtù della natura impermeabile dei terreni immersi): formulazione di "Wood". A tale sovra spinta di natura sismica va poi aggiunta la spinta statica a riposo.

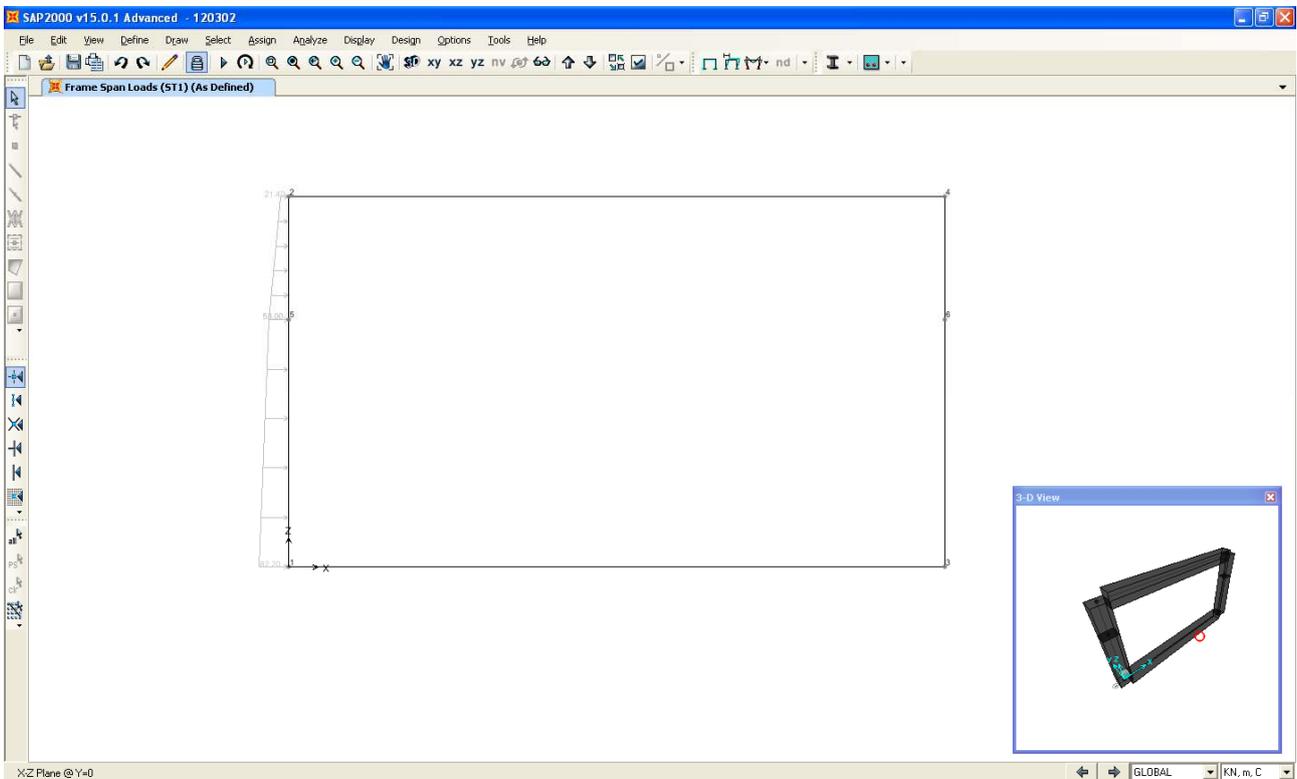
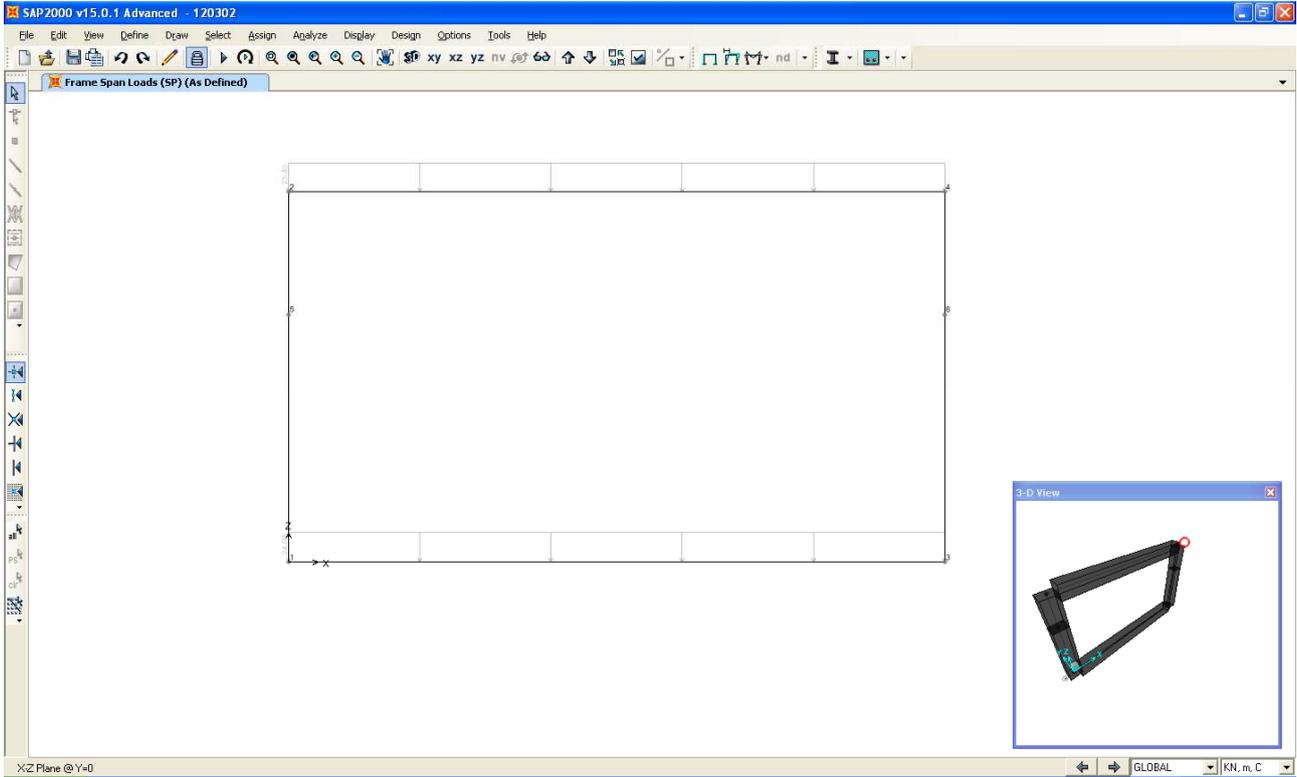
Spinta sismica terreno ritto sopravvento - (STS)		
Risultante spinta condizioni "Wood"	392.3	KN/m
Spinta dinamica secondo "Wood"	46.43	KN/m/m

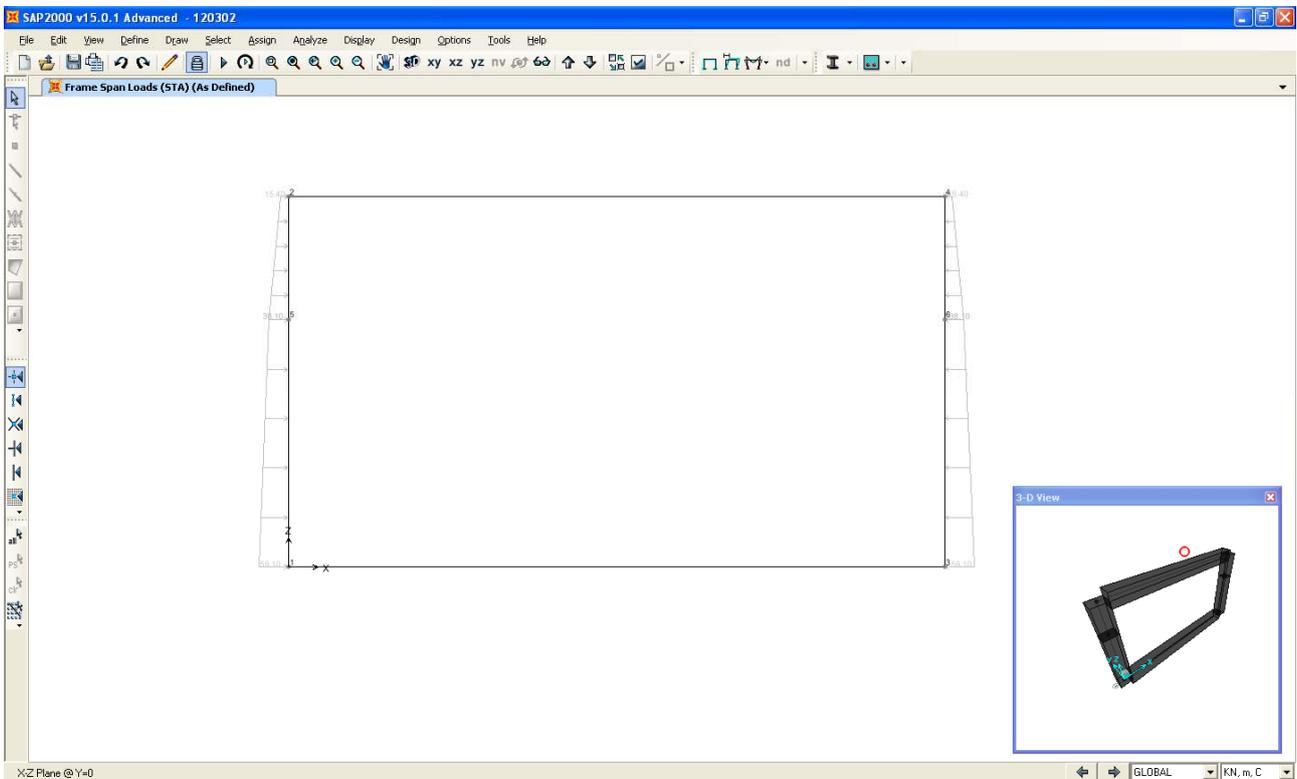
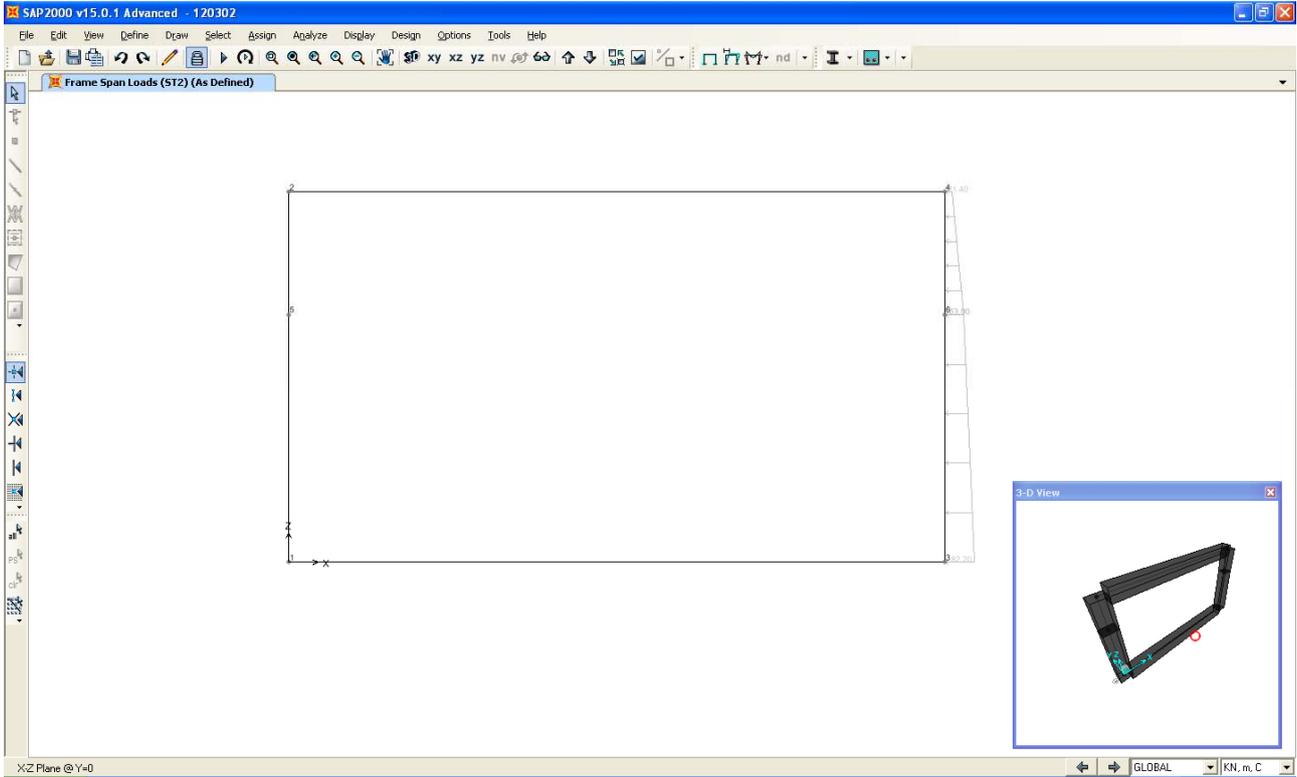
Per il **ritto sottovento** (cioè il ritto non direttamente investito dalla sovraspinta dinamica del terreno) si è invece assegnata la sola spinta statica a riposo del terreno.

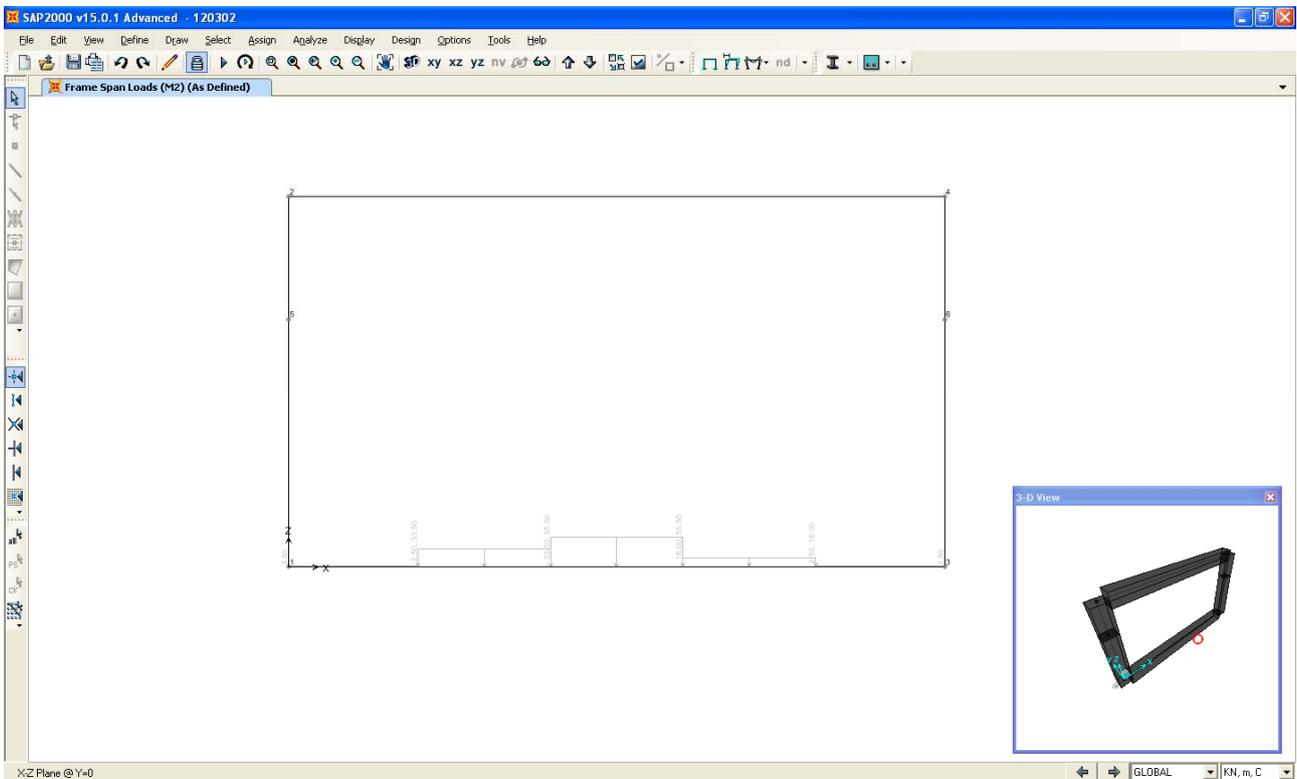
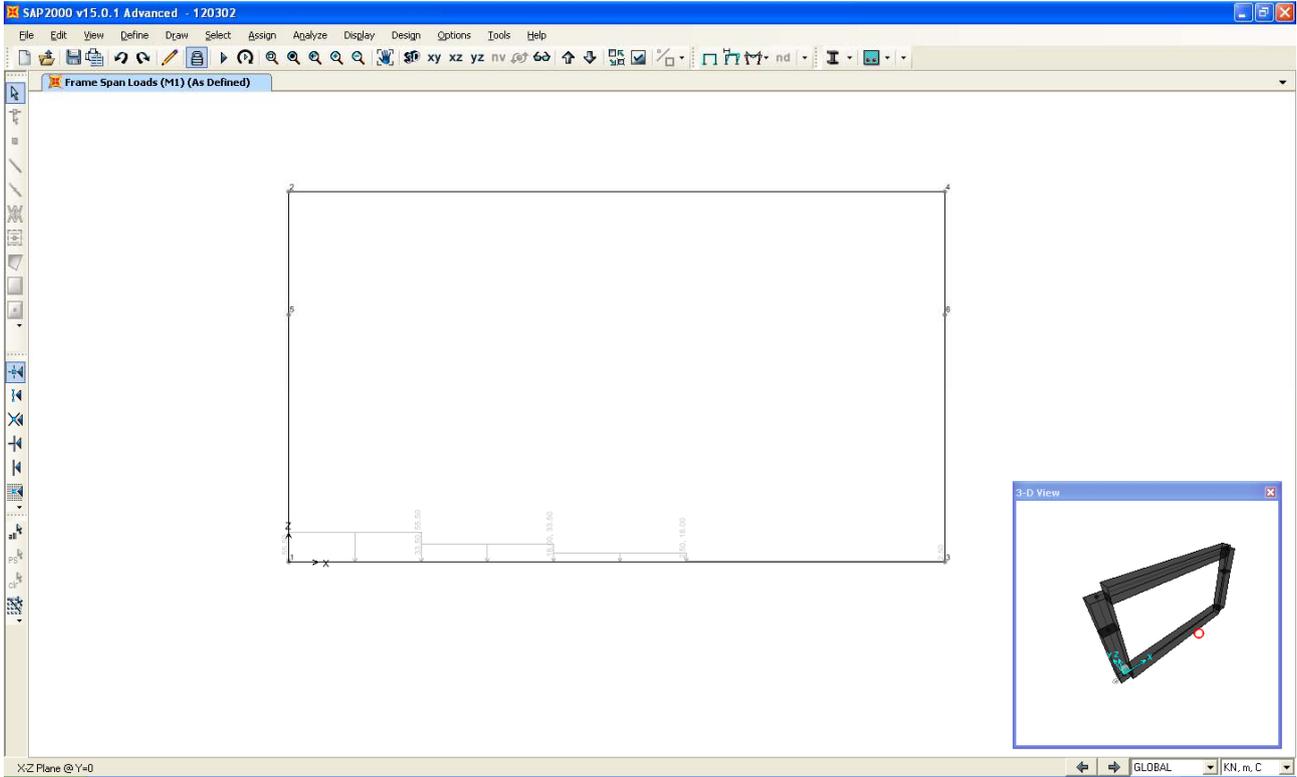
Si precisa che in funzione dell'impermeabilità dei terreni a tergo dei ritti si è trascurato il contributo di sovraspinta dinamica dell'acqua di falda.

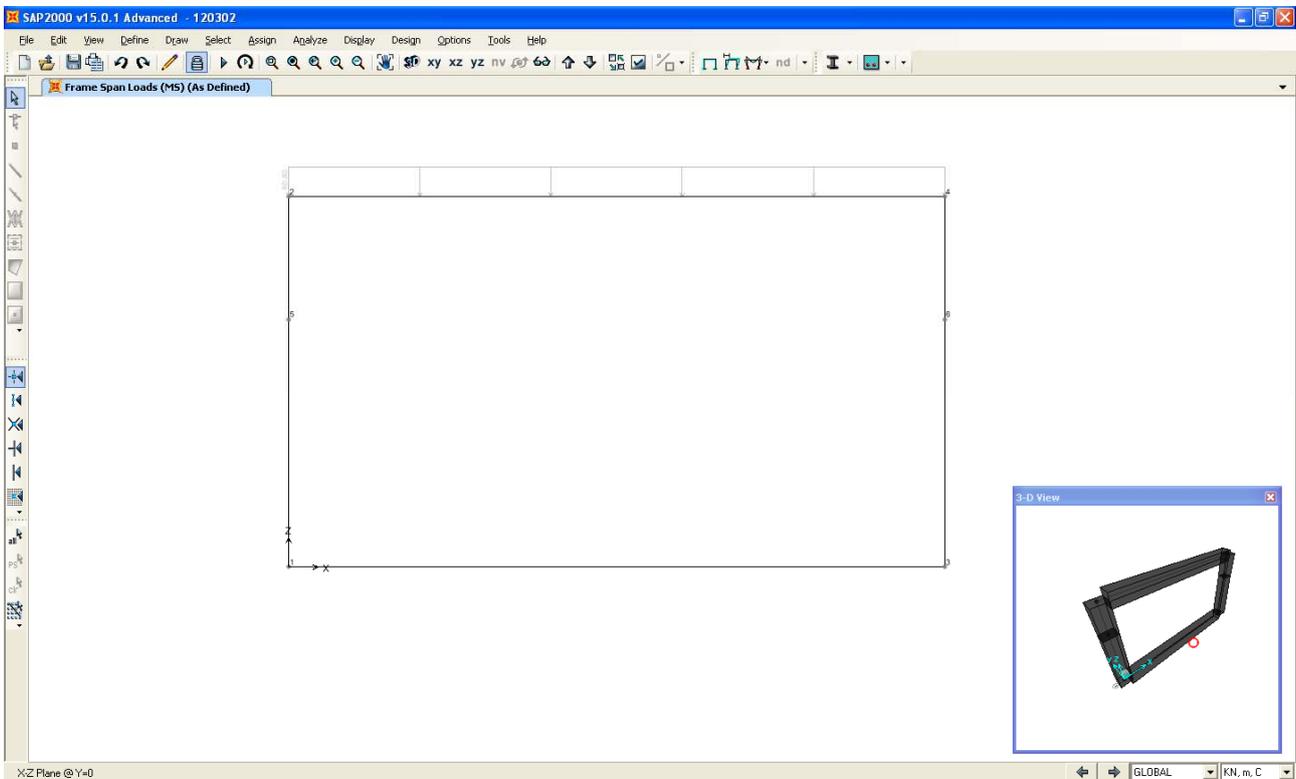
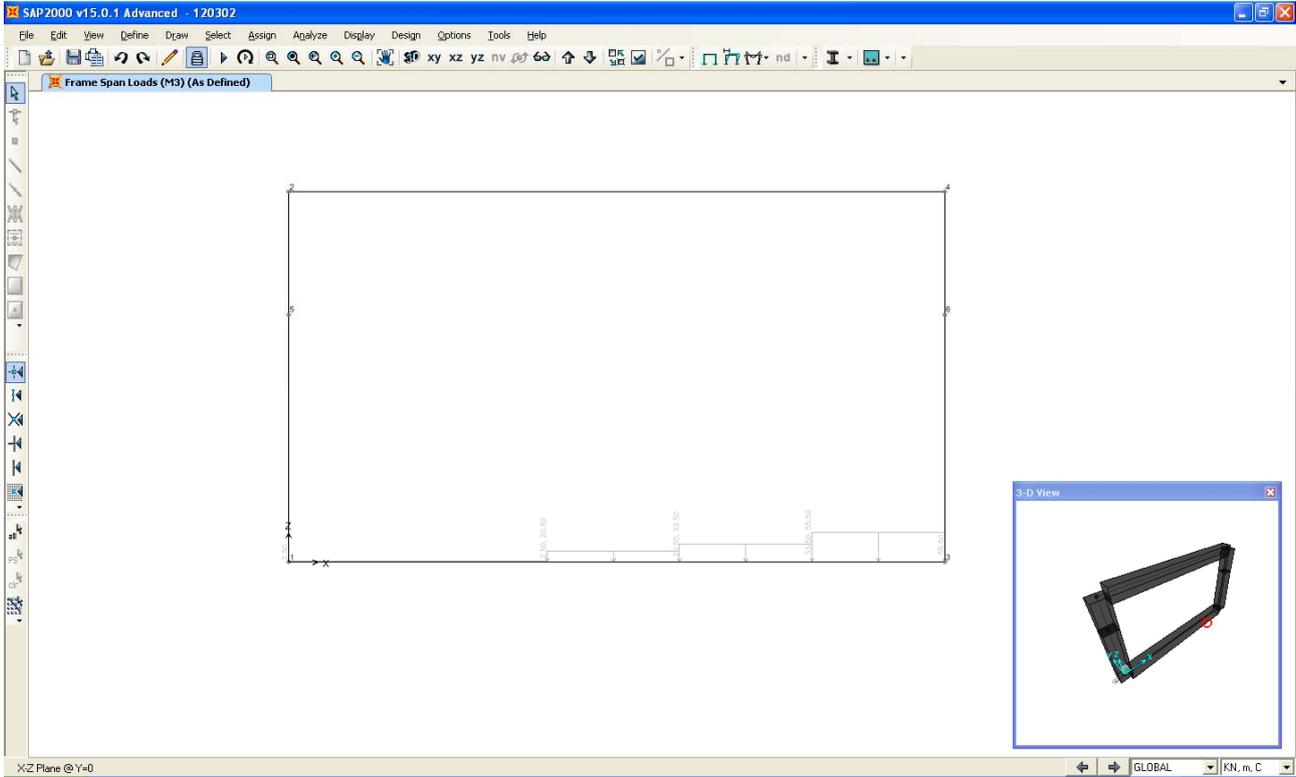
7.3. ILLUSTRAZIONE DEI CARICHI APPLICATI AL MODELLO

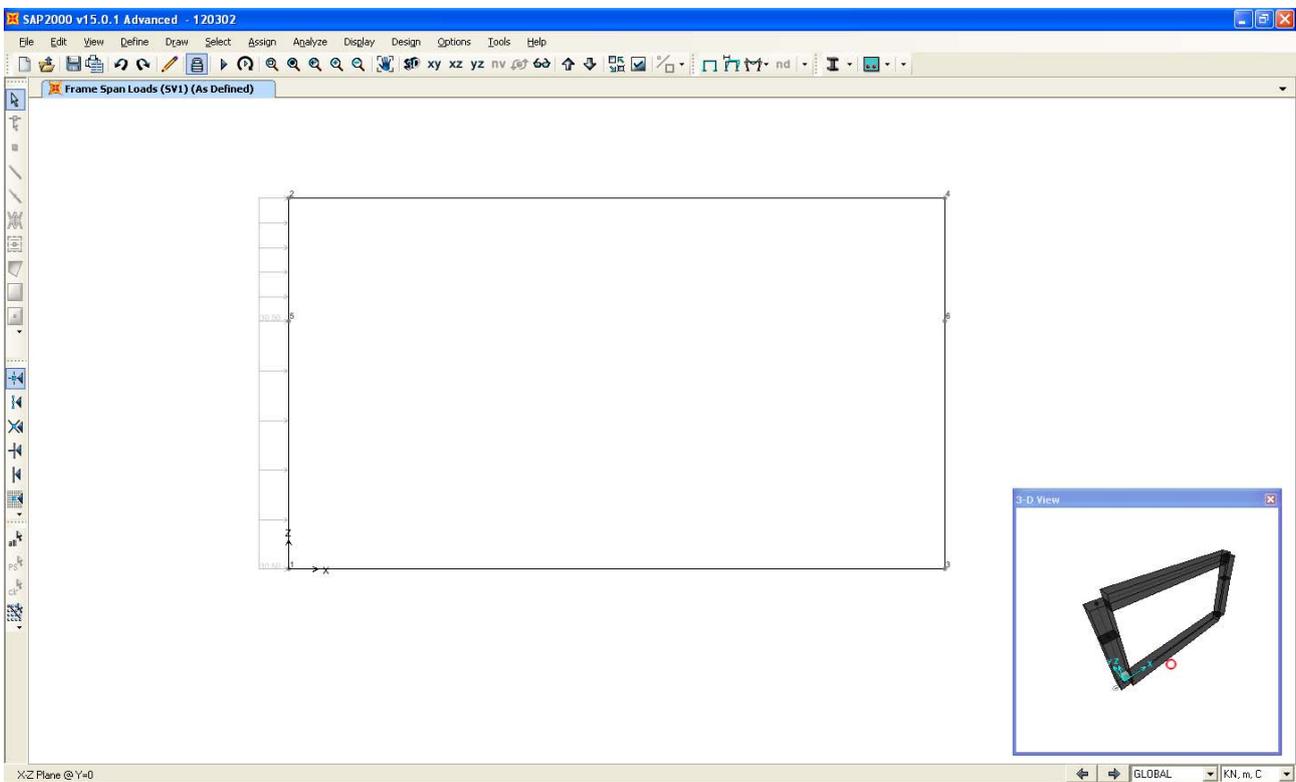
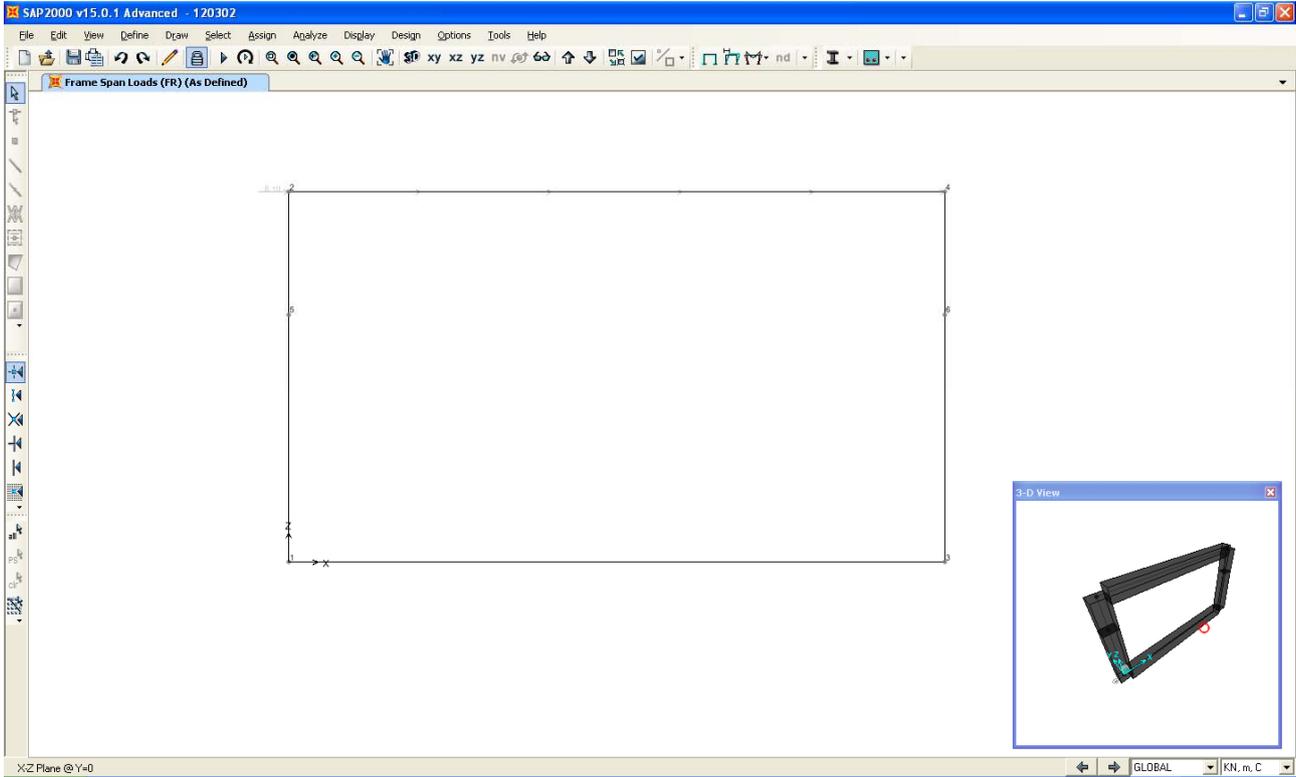
Le figure che seguono riassumono l'applicazione delle condizioni di carico elementare al modello di calcolo.

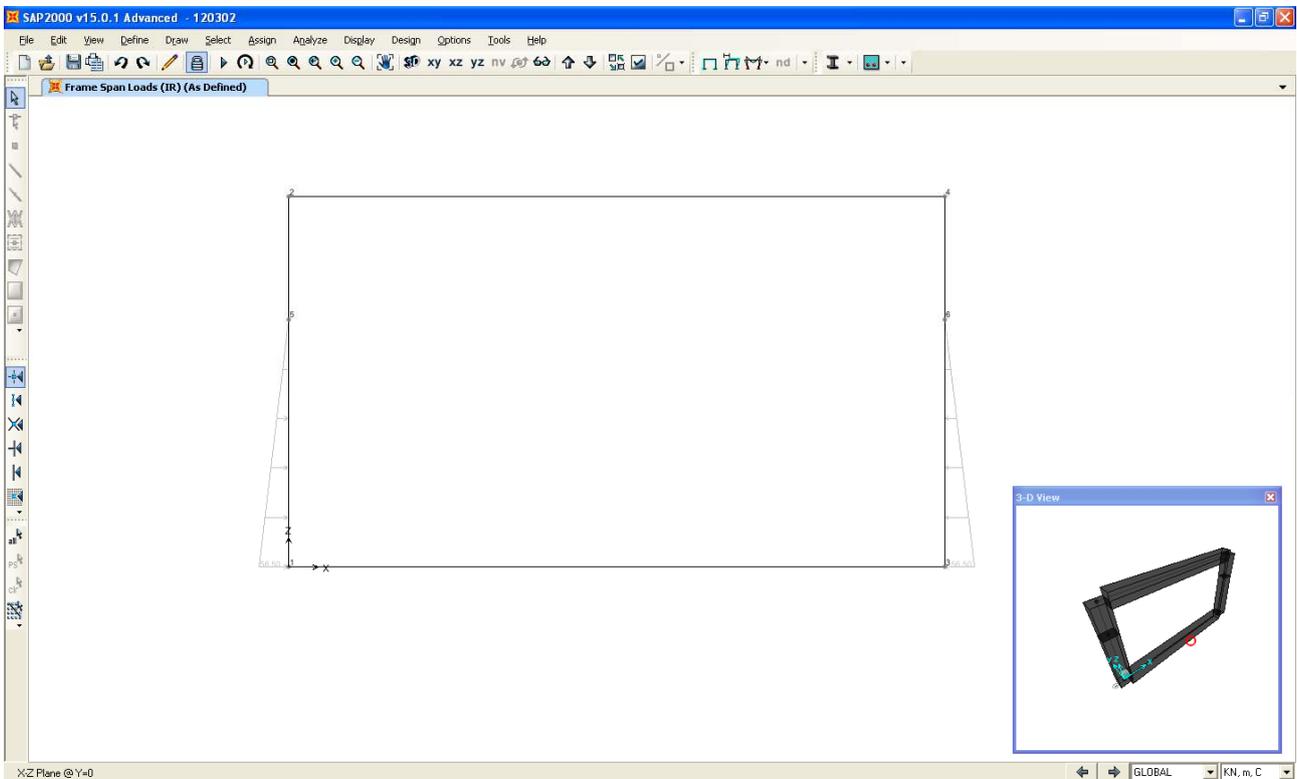
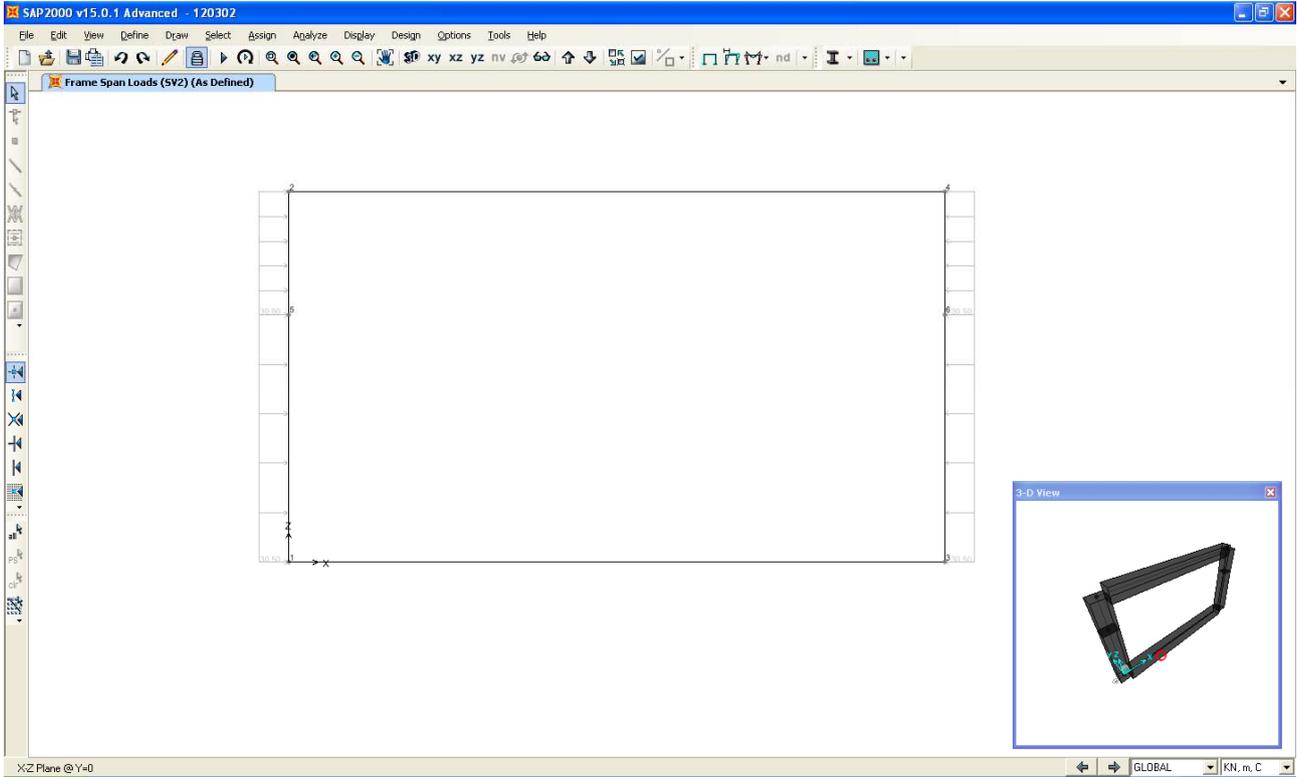


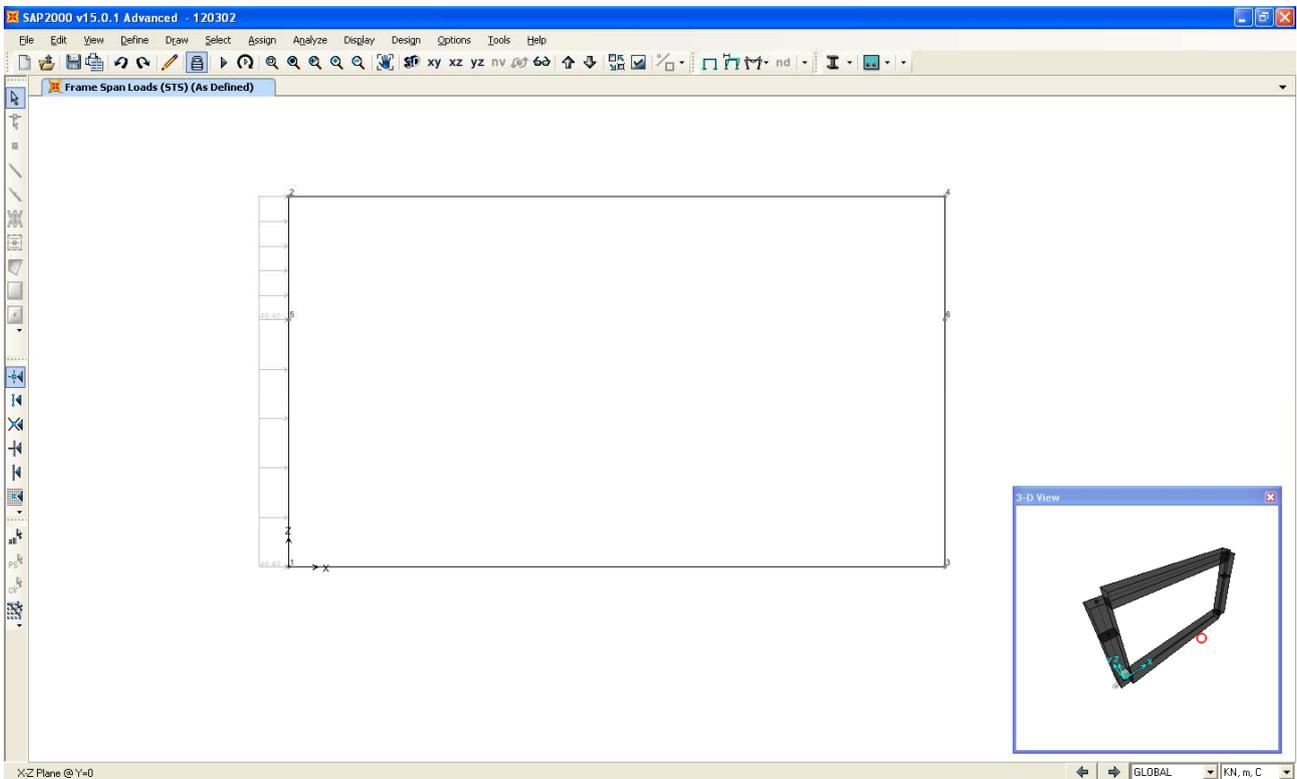
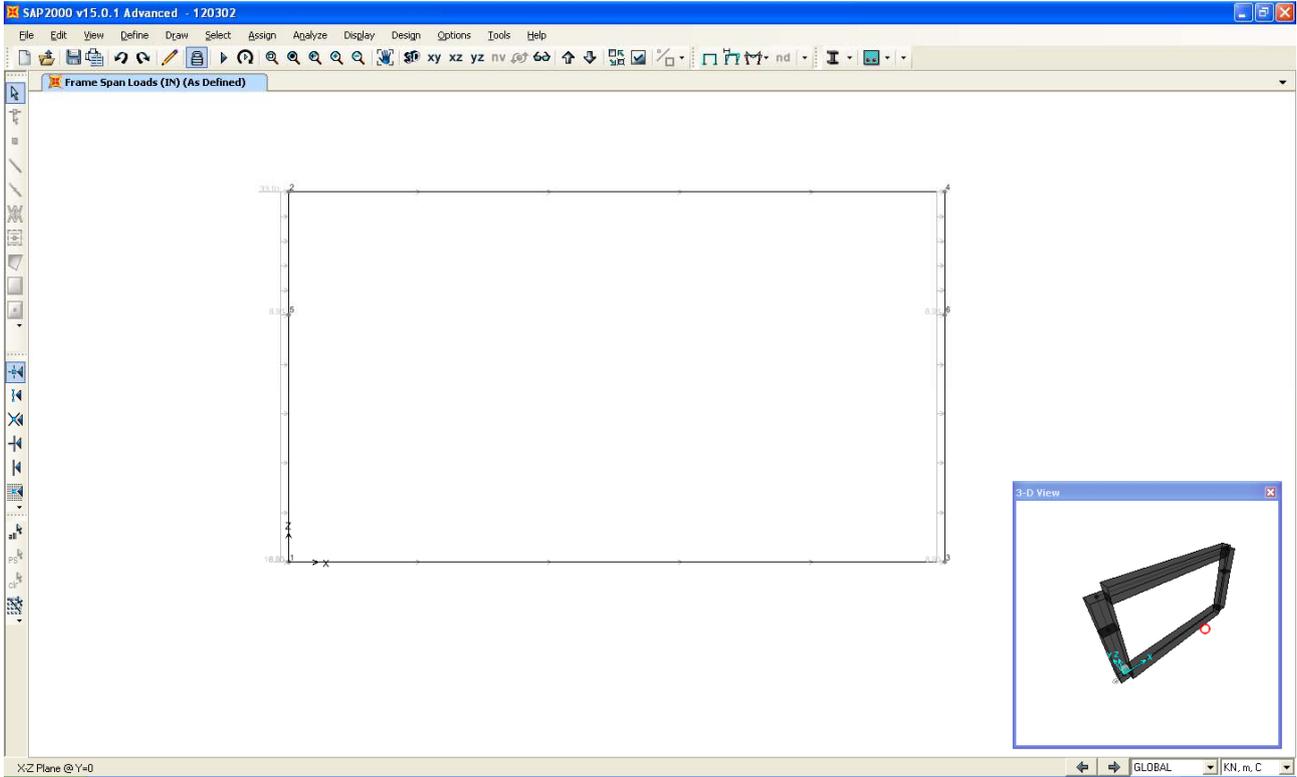


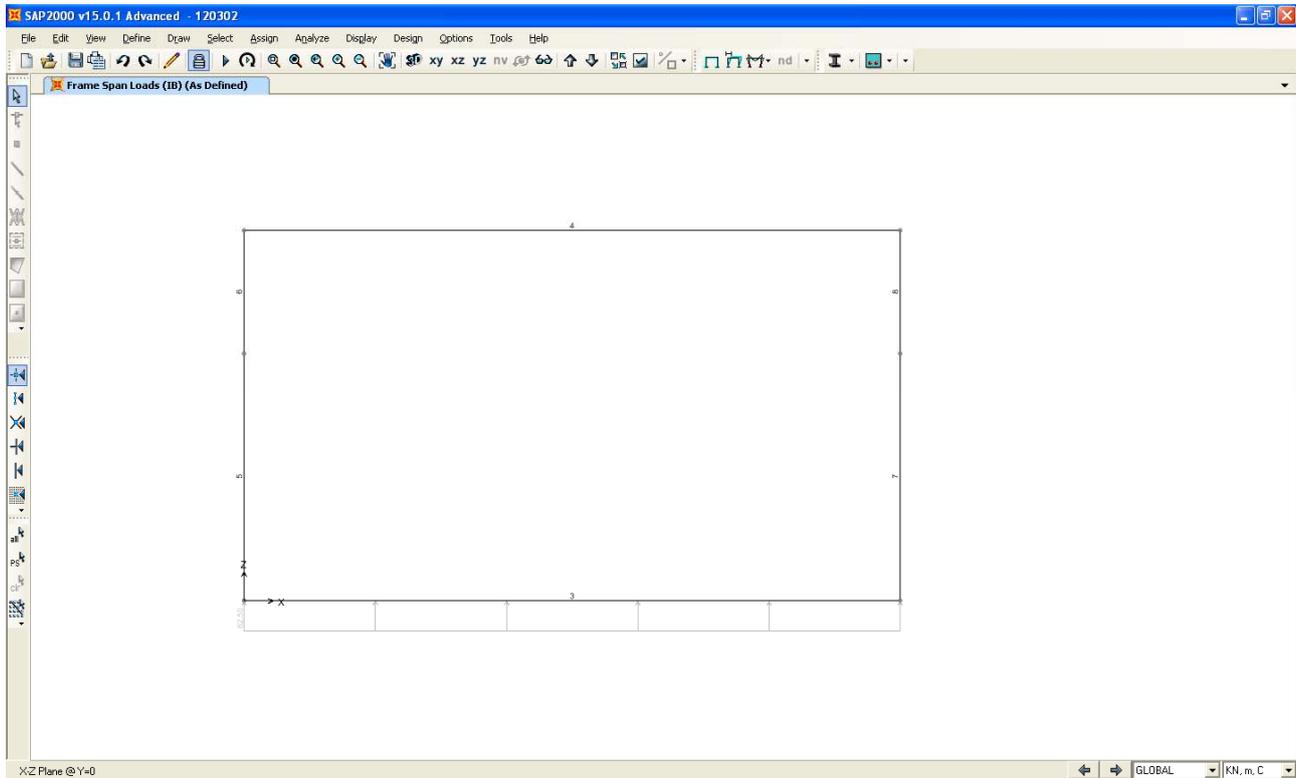












7.4. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

Le condizioni di carico elementari precedentemente descritte, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinate fra loro.

7.4.1. Combinazioni per gli SLU-SLV

Combinazioni SLU								
C. elem.	SLU01	SLU02	SLU03	SLU04	SLU05	SLU06	SLU07	SLU08
PP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
ENV-ST	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RT	1.00	1.20	1.00	1.20	1.00	1.20	1.00	1.20
IR	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
ENV-TM	0.90	0.90	1.50	1.50	0.90	0.90	1.50	1.50
ENV-M	1.45	1.45	1.16	1.16	1.45	1.45	1.16	1.16

Combinazione EQU	
C. elem.	EQU01
PP	0.90
SP	0.90
ST1	1.00
ST2	1.00
RT	1.00
IR	1.00
IB	1.10

Combinazioni SLV	
C. elem.	SLU01
PP	1.00
SP	1.00
ST1	1.00
ST2	1.00
RT	1.00
IR	1.00
ENV-TM	0.50
MS	0.20
IN	1.00
STS	1.00

7.4.2. Combinazioni per gli SLE

Combinazioni FESSURAZIONE		
C. elem.	SLE01	SLE02
PP	1	1
SP	1	1
ST1	1	0
ST2	1	0
STA	0	1
RT	1	1
IR	1	1
ENV-TM	1	1
ENV-M	0.8	0.8

7.4.3. Combinazioni di inviluppo

Per facilitare le operazioni di verifica, le singole combinazioni di carico sono raggruppate nelle seguenti combinazioni di inviluppo:

- “ENV-SLU/SLV” = Inviluppo delle combinazioni SLU e SLV;
- “ENV-SLE-F” = Inviluppo delle combinazioni SLE per la verifica a fessurazione.

8. VERIFICHE STRUTTURALI

8.1. RITTI

8.1.1. Verifiche di resistenza SLU/SLV

La seguente Tabella riporta le sollecitazioni per i 4 elementi finiti schematizzanti i due ritte per la condizione ENV-SLU/SLV: P azione assiale positiva se di trazione, V2 e V3 azioni taglianti, T momento torcente, M2 e M3 momenti flettenti.

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
5	0.6	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-570.9	996.9	0.0	0.0	0.0	3003.1
5	1.88333	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-526.7	772.1	0.0	0.0	0.0	2199.1
5	1.88333	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-526.7	772.1	0.0	0.0	0.0	2199.1
5	3.125	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-483.9	578.4	0.0	0.0	0.0	1909.7
5	3.76667	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-461.8	487.4	0.0	0.0	0.0	1831.5
5	3.76667	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-461.8	487.4	0.0	0.0	0.0	1831.5
5	5.65	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-396.8	256.5	0.0	0.0	0.0	1855.1
5	0.6	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1524.2	277.3	0.0	0.0	0.0	1057.8
5	1.88333	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1472.3	150.8	0.0	0.0	0.0	562.0
5	1.88333	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1472.3	150.8	0.0	0.0	0.0	562.0
5	3.125	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1422.0	29.0	0.0	0.0	0.0	142.3
5	3.76667	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1396.0	-31.4	0.0	0.0	0.0	20.6
5	3.76667	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1396.0	-31.4	0.0	0.0	0.0	20.6
5	5.65	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1319.7	-205.9	0.0	0.0	0.0	-468.9
6	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-396.8	256.5	0.0	0.0	0.0	1855.1
6	1.1	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-358.9	144.2	0.0	0.0	0.0	1978.4
6	2.2	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-321.0	45.6	0.0	0.0	0.0	2198.3
6	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1319.7	-205.9	0.0	0.0	0.0	-468.9
6	1.1	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1275.2	-316.2	0.0	0.0	0.0	-688.1
6	2.2	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1230.6	-415.9	0.0	0.0	0.0	-791.2
7	0.6	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-836.4	44.9	0.0	0.0	0.0	136.6
7	1.88333	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-784.4	187.3	0.0	0.0	0.0	28.7
7	1.88333	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-784.4	187.3	0.0	0.0	0.0	28.7
7	3.125	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-734.1	301.3	0.0	0.0	0.0	-89.4
7	3.76667	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-708.2	351.0	0.0	0.0	0.0	-11.9
7	3.76667	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-708.2	351.0	0.0	0.0	0.0	-11.9
7	5.65	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-631.9	461.0	0.0	0.0	0.0	57.6
7	0.6	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1610.0	-753.3	0.0	0.0	0.0	-2444.8
7	1.88333	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1558.0	-488.9	0.0	0.0	0.0	-2014.7
7	1.88333	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1558.0	-488.9	0.0	0.0	0.0	-2014.7
7	3.125	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1507.7	-276.4	0.0	0.0	0.0	-1856.7
7	3.76667	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1481.7	-183.8	0.0	0.0	0.0	-1820.7
7	3.76667	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1481.7	-183.8	0.0	0.0	0.0	-1820.7
7	5.65	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1405.4	-32.1	0.0	0.0	0.0	-2094.4
8	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-631.9	461.0	0.0	0.0	0.0	57.6
8	1.1	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-587.3	502.6	0.0	0.0	0.0	-69.3
8	2.2	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-542.8	530.7	0.0	0.0	0.0	-301.7
8	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1405.4	-32.1	0.0	0.0	0.0	-2094.4
8	1.1	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1360.9	4.9	0.0	0.0	0.0	-2392.4
8	2.2	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1316.3	32.1	0.0	0.0	0.0	-2786.9

Verifiche di resistenza a presso-flessione

Si ipotizza di armare la sezione con un doppio strato di barre $\phi 30$ mm in zona tesa e di un singolo strato di barre $\phi 26$ mm in zona compressa, per un totale di 15 barre tese e 5 compresse.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Ritto_estremità

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	6
2	70.69	114
3	35.34	104

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 585 kN
 M_{xEd} 0 1839 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} 4 255 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 15.34 ‰
 d 114 cm
 x 21.18 x/d 0.1858
 δ 0.7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

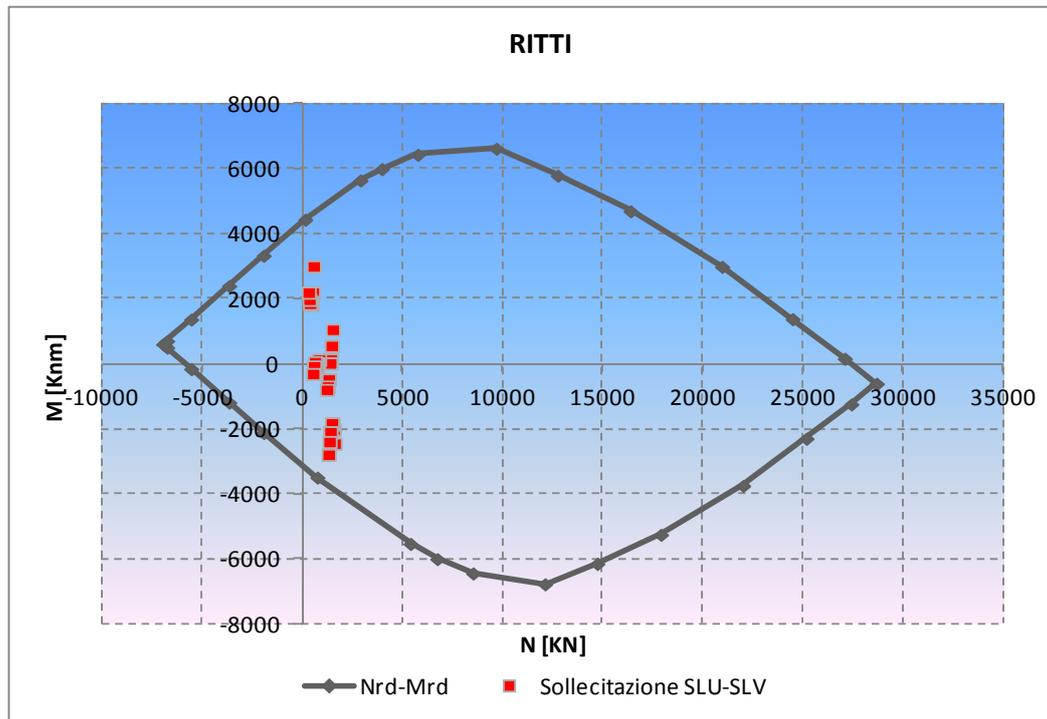
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Si è quindi costruito il diagramma resistente N_{Rd} - M_{Rd} e si sono plottate al suo interno le coppie di sollecitazioni N_{Ed} - M_{Ed} fornite dall'unica combinazione "ENV-SLU/SLV" ottenuta dall'involuppo di tutte le combinazioni in condizione statica e sismica.



Dal momento che tutte le coppie di sollecitazione N-M rimangono all'interno del dominio di resistenza, la verifica a presso-flessione risulta soddisfatta.

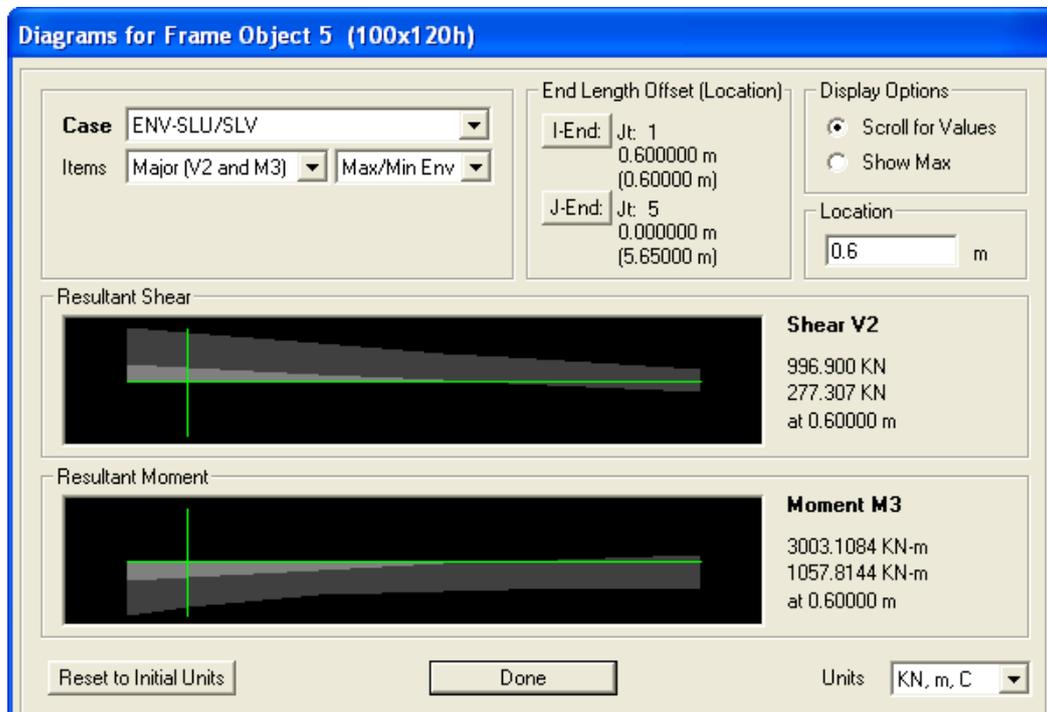
Verifiche di resistenza a taglio

Per la determinazione delle resistenza a taglio si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 delle NTC08 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio (cautelativamente si è assunto il valore minimo di compressione tra tutti quelli registrati per la combinazione di inviluppo "ENV-SLU/SLV").

Dati			
b	1000.0	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	1200.0	mm	altezza
d	1140.0	mm	altezza utile
f_{ck}	32.0	N/mm ²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f_{yd}	391.0	N/mm ²	resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd}	18.13	N/mm ²	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'_{cd}	9.07	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A_{sl}	10603.0	mm ²	armatura longitudinale
k	1.42	-	fattore di ingranamento
v_{min}	0.33	N/mm ²	tensione resistente minima
ρ_l	0.0093	-	rapporto geom. di armatura longit.
N_{Ed}	321000.0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp}	0.27	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
α_c	1.01	-	coefficiente maggiorativo

V_{Rd}	647.3	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
----------	--------------	-----------	--

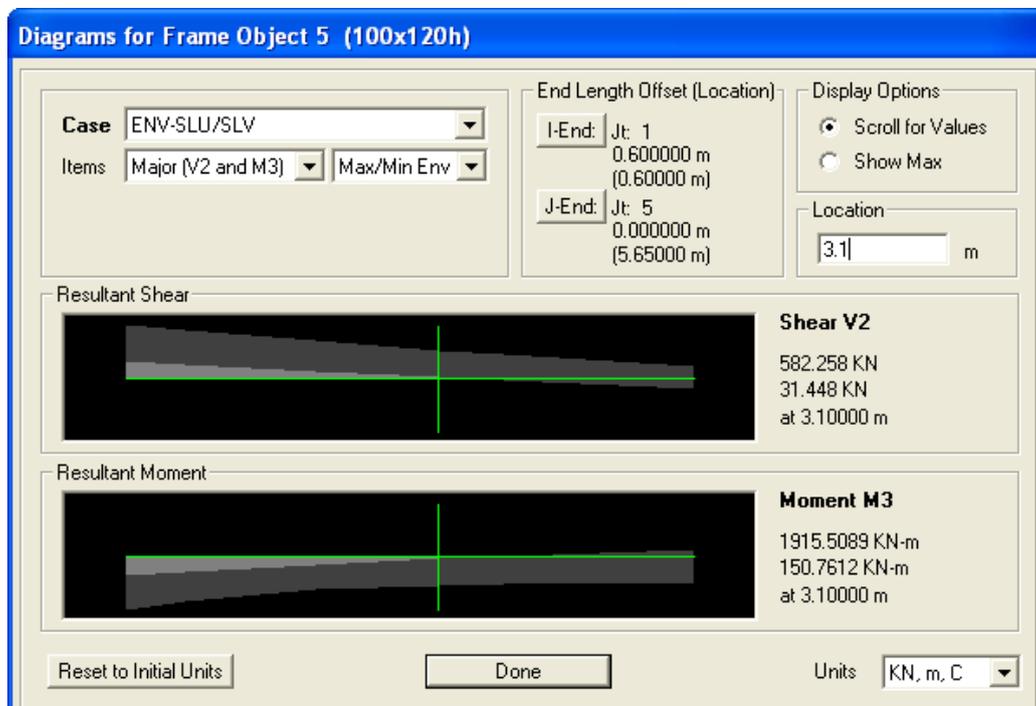
Il massimo valore dell'azione tagliante misurata nella sezione a filo con le solette è riportata nella seguente Figura.



Risulta pertanto necessaria un'apposita armatura trasversale al fine di assorbire le azioni taglianti. Si ha quanto segue.

A_s (mmq)	s (mm)	$ctg\theta_{calcolato}$	$ctg\theta$	Rottura	V_{Rd3} (kN)	V_{Rd2} (kN)	V_{Rd} (kN)
474.0	200.0	2.98	1.50	duttile lato acc	1426.1	4331.9	1426.1

Pertanto si arma a taglio tramite 3 staffe a 2 braccia di diametro 10 mm per una distanza pari a 2.50 m a partire dalle sezioni a filo solette: dopo tale distanza, come mostra la Figura seguente, non si ha più necessità di apposita armatura a taglio.



Alle estremità, verso l'interno, viene prevista un'armatura tale da assorbire un'azione di trazione di valore pari all'azione tagliante. Si ha quanto segue.

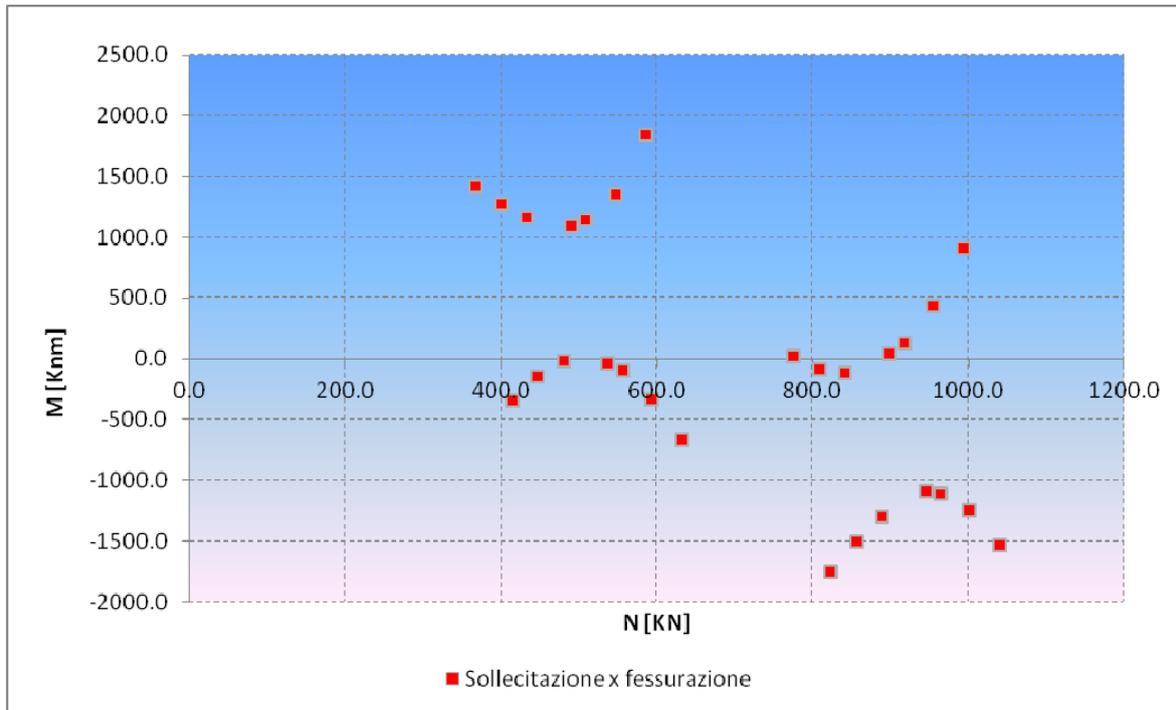
V_{Ed} (KN)	$A_{S,long}$	ϕ barre long	N° barre
990	2532.0	26	4.8

8.1.2. Verifiche a fessurazione

La seguente Tabella riporta le sollecitazioni per i 4 elementi finiti schematizzanti i due ritzi per la condizione ENV-SLU/SLV: P azione assiale positiva se di trazione, V2 e V3 azioni taglianti, T momento torcente, M2 e M3 momenti flettenti.

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
5	0.6	ENV-SLE-F	Combination	Max	-584.7	601.1	0.0	0.0	0.0	1839.1
5	1.88333	ENV-SLE-F	Combination	Max	-546.2	416.0	0.0	0.0	0.0	1349.7
5	1.88333	ENV-SLE-F	Combination	Max	-546.2	416.0	0.0	0.0	0.0	1349.7
5	3.125	ENV-SLE-F	Combination	Max	-509.0	260.6	0.0	0.0	0.0	1144.3
5	3.76667	ENV-SLE-F	Combination	Max	-489.7	189.5	0.0	0.0	0.0	1097.9
5	3.76667	ENV-SLE-F	Combination	Max	-489.7	189.5	0.0	0.0	0.0	1097.9
5	5.65	ENV-SLE-F	Combination	Max	-433.2	44.1	0.0	0.0	0.0	1162.7
5	0.6	ENV-SLE-F	Combination	Min	-993.1	280.0	0.0	0.0	0.0	906.2
5	1.88333	ENV-SLE-F	Combination	Min	-954.6	153.5	0.0	0.0	0.0	437.3
5	1.88333	ENV-SLE-F	Combination	Min	-954.6	153.5	0.0	0.0	0.0	437.3
5	3.125	ENV-SLE-F	Combination	Min	-917.4	52.6	0.0	0.0	0.0	128.4
5	3.76667	ENV-SLE-F	Combination	Min	-898.1	8.7	0.0	0.0	0.0	40.5
5	3.76667	ENV-SLE-F	Combination	Min	-898.1	8.7	0.0	0.0	0.0	40.5
5	5.65	ENV-SLE-F	Combination	Min	-841.6	-143.2	0.0	0.0	0.0	-112.4
6	0	ENV-SLE-F	Combination	Max	-433.2	44.1	0.0	0.0	0.0	1162.7
6	1.1	ENV-SLE-F	Combination	Max	-400.2	-7.1	0.0	0.0	0.0	1273.7
6	2.2	ENV-SLE-F	Combination	Max	-367.2	-34.3	0.0	0.0	0.0	1421.6
6	0	ENV-SLE-F	Combination	Min	-841.6	-143.2	0.0	0.0	0.0	-112.4
6	1.1	ENV-SLE-F	Combination	Min	-808.6	-221.5	0.0	0.0	0.0	-86.7
6	2.2	ENV-SLE-F	Combination	Min	-775.6	-286.2	0.0	0.0	0.0	16.2
7	0.6	ENV-SLE-F	Combination	Max	-631.8	-198.1	0.0	0.0	0.0	-666.9
7	1.88333	ENV-SLE-F	Combination	Max	-593.3	-71.6	0.0	0.0	0.0	-335.6
7	1.88333	ENV-SLE-F	Combination	Max	-593.3	-71.6	0.0	0.0	0.0	-335.6
7	3.125	ENV-SLE-F	Combination	Max	-556.1	29.2	0.0	0.0	0.0	-99.2
7	3.76667	ENV-SLE-F	Combination	Max	-536.8	73.1	0.0	0.0	0.0	-34.6
7	3.76667	ENV-SLE-F	Combination	Max	-536.8	73.1	0.0	0.0	0.0	-34.6
7	5.65	ENV-SLE-F	Combination	Max	-480.3	196.4	0.0	0.0	0.0	-19.6
7	0.6	ENV-SLE-F	Combination	Min	-1040.4	-513.5	0.0	0.0	0.0	-1531.0
7	1.88333	ENV-SLE-F	Combination	Min	-1001.9	-328.4	0.0	0.0	0.0	-1247.9
7	1.88333	ENV-SLE-F	Combination	Min	-1001.9	-328.4	0.0	0.0	0.0	-1247.9
7	3.125	ENV-SLE-F	Combination	Min	-964.7	-173.1	0.0	0.0	0.0	-1115.0
7	3.76667	ENV-SLE-F	Combination	Min	-945.4	-101.9	0.0	0.0	0.0	-1091.9
7	3.76667	ENV-SLE-F	Combination	Min	-945.4	-101.9	0.0	0.0	0.0	-1091.9
7	5.65	ENV-SLE-F	Combination	Min	-888.9	6.3	0.0	0.0	0.0	-1294.8
8	0	ENV-SLE-F	Combination	Max	-480.3	196.4	0.0	0.0	0.0	-19.6
8	1.1	ENV-SLE-F	Combination	Max	-447.3	257.8	0.0	0.0	0.0	-141.7
8	2.2	ENV-SLE-F	Combination	Max	-414.3	322.4	0.0	0.0	0.0	-341.0
8	0	ENV-SLE-F	Combination	Min	-888.9	6.3	0.0	0.0	0.0	-1294.8
8	1.1	ENV-SLE-F	Combination	Min	-855.9	43.3	0.0	0.0	0.0	-1502.1
8	2.2	ENV-SLE-F	Combination	Min	-822.9	70.5	0.0	0.0	0.0	-1746.3

Il seguente diagramma riporta l'andamento del momento flettente in funzione dell'azione assiale.



Dall'esame del diagramma sopra riportato si conduce la verifica per la coppia sollecitante:

$$N_{Ed} = 585 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 1839 \text{ KNm.}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Ritto_estremità

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	6
2	70.69	114
3	35.34	104

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

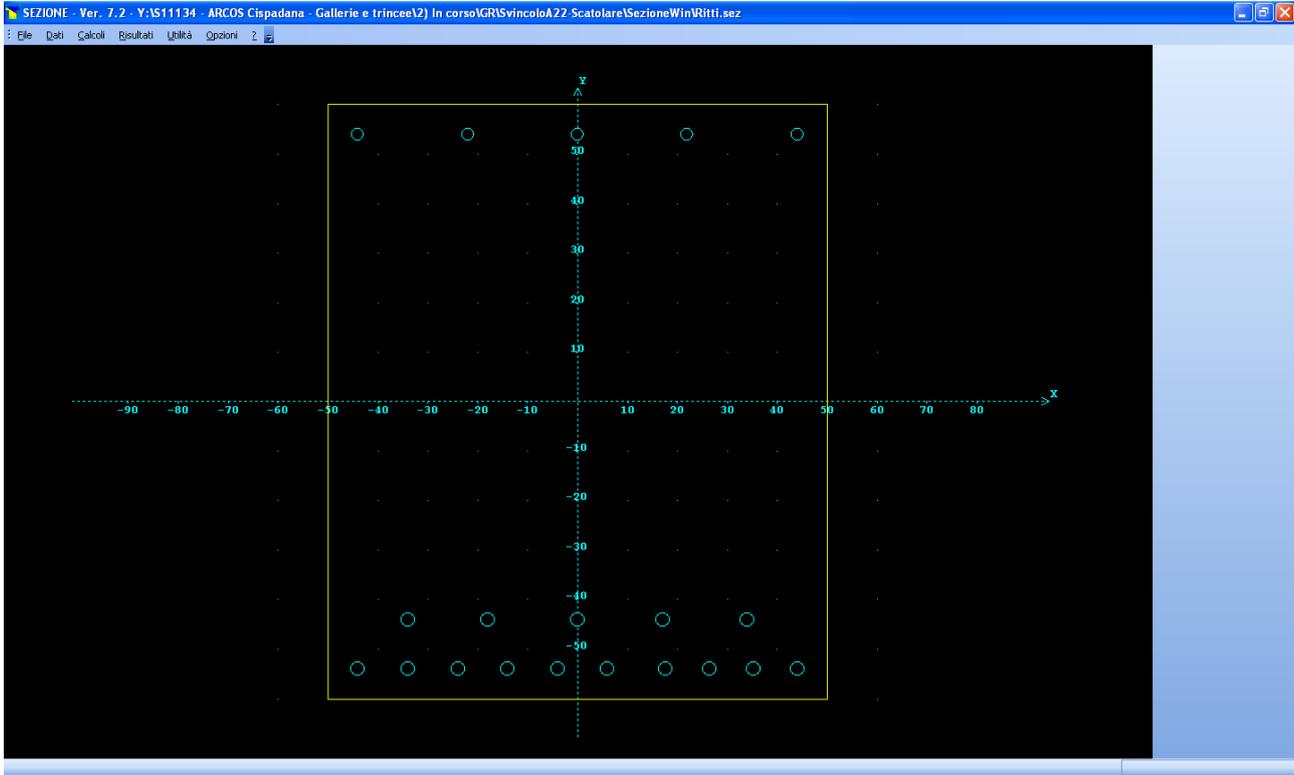
B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta in quanto la tensione massima di trazione nelle barre di armatura risulta sostanzialmente uguale al valore limite di 160.0 MPa.

Per maggior garanzia si è stimata l'apertura delle fessure secondo il metodo diretto utilizzando il programma di calcolo Sezione Win della IngegneriaSoft. I risultati sono riportati in seguito.



Comb. q. per. n.ro 1: Tens. min. cls= -5.09 N/mm²; $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = -2.58$ N/mm², $f_{cfk} = -2.60$ N/mm²
 $c = 4.50$ cm; $A_{ceff} = 3560.92$ cm²; $A_s = 141.37$ cm²; $\rho = A_s/A_{ceff} = 0.039701$; $s = 10.00$ cm
 $\phi = 3.00$ cm; $k_2 = 0.4000$; $k_3 = 0.1250$; $s_{rm} = 14.7783$ cm; $\zeta = 0.73287$
 $\sigma_t = -5.09$ N/mm²; $\sigma_s = -151.32$ N/mm²; $\beta_1 = 1.00$; $\beta_2 = 0.50$; $\epsilon_{sm} = 0.000538$
 $w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} = 0.1352$ mm < $w_1 = 0.2$ mm.... **VERIFICA POSITIVA**

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (f_c / \sigma_t)^2$$

σ_t : tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

8.2. SOLETTA SUPERIORE

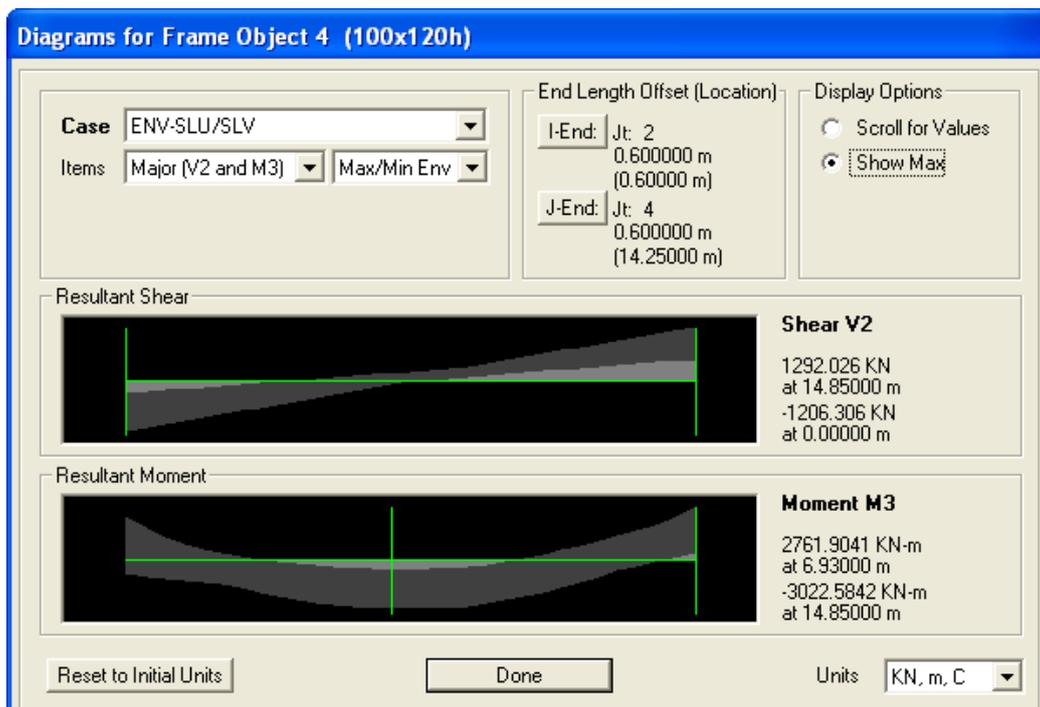
8.2.1. Verifiche di resistenza SLU/SLV

In campata si ipotizza di armare la sezione con un doppio strato di barre $\phi 30$ mm in intradosso e di un singolo strato di barre $\phi 26$ mm in estradosso, per un totale di 20 barre tese e 5 compresse.

Alle estremità si ipotizza di armare la sezione con un doppio strato di barre $\phi 30$ mm e $\phi 26$ mm in zona tesa e di un singolo strato di barre $\phi 24$ mm in zona compressa, per un totale di 15 barre tese e 10 compresse.

Verifiche di resistenza a presso-flessione

Il massimo valore del momento flettente sollecitante in campata è riportato nella seguente Figura.



Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaSUP_mezzeria

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	6
2	70.69	114
3	70.69	104

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	18.13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 9.536 ‰
 d 114 cm
 x 30.61 x/d 0.2685
 δ 0.7756

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

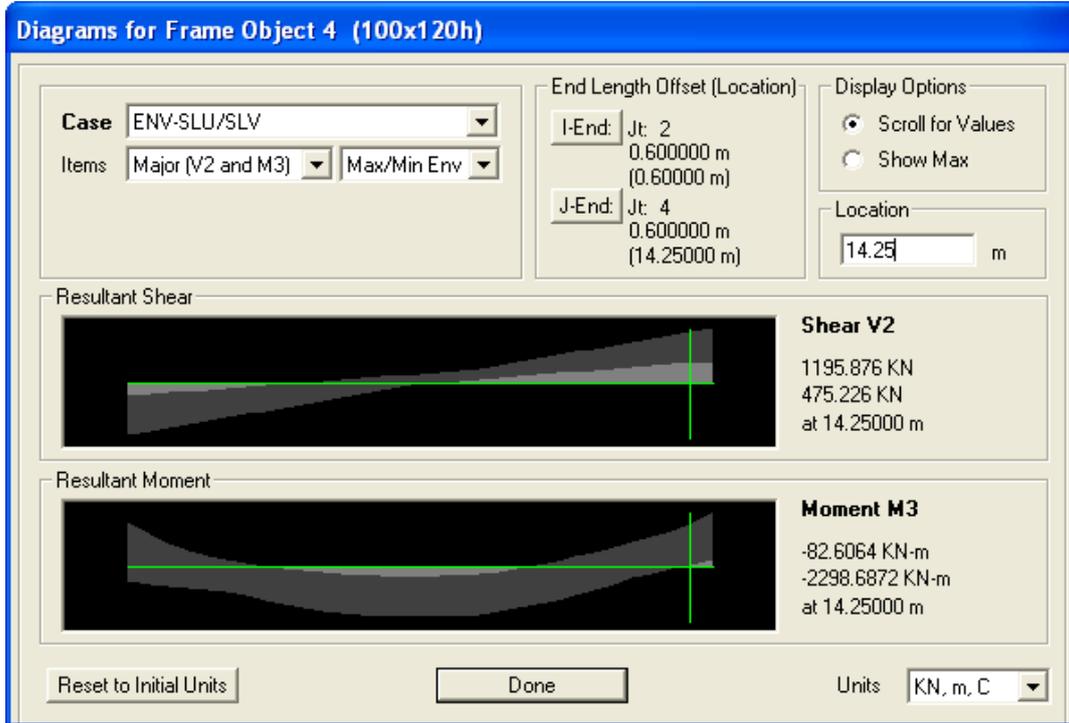
N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello

Precompresso

Dal momento che $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica di resistenza a presso-flessione risulta soddisfatta.

Il massimo valore del momento flettente sollecitante alle estremità è riportato nella seguente Figura.



Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaSUP_appoggi

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	114
2	70.69	6
3	26.55	16

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} -1458 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} -3 954 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 17.69 ‰
 d 114 cm
 x 18.83 x/d 0.1652
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello
 Precompresso

Dal momento che $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica di resistenza a presso-flessione risulta soddisfatta.

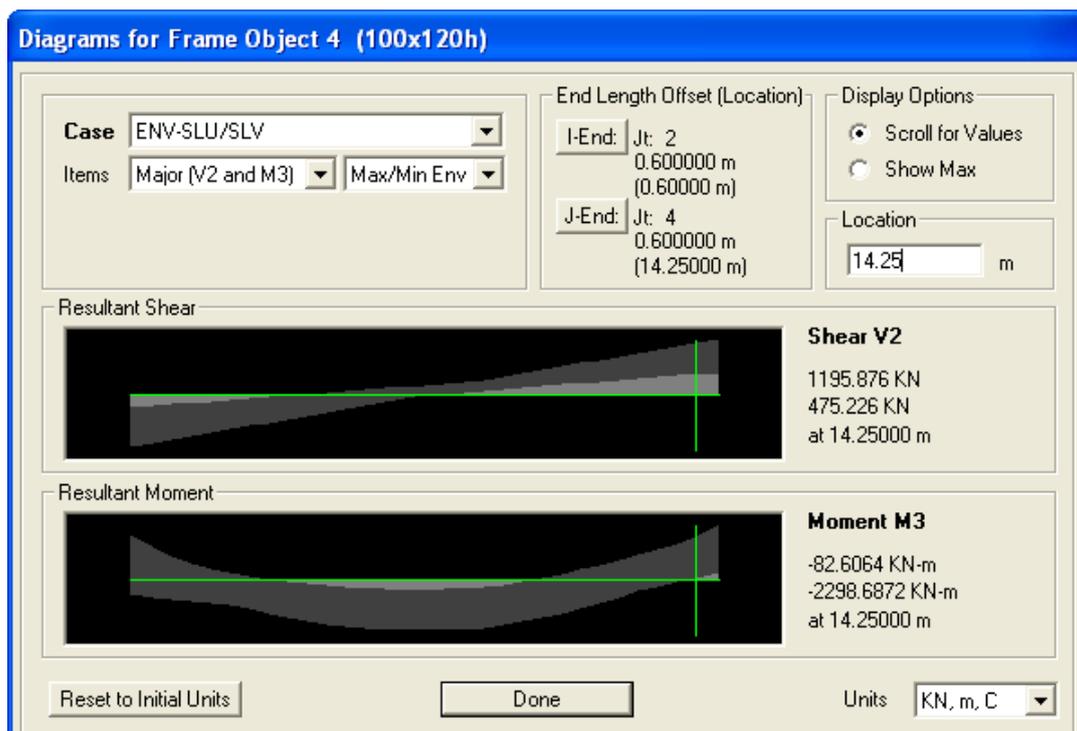
Verifiche di resistenza a taglio

Per la determinazione delle resistenza a taglio si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 delle NTC08 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio (cautelativamente si è assunto nullo il valore dell'azione assiale).

Dati			
b	1000.0	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	1200.0	mm	altezza
d	1140.0	mm	altezza utile
f_{ck}	32.0	N/mm ²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f_{yd}	391.0	N/mm ²	resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd}	18.13	N/mm ²	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'_{cd}	9.07	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A_{sl}	9724.0	mm ²	armatura longitudinale
k	1.42	-	fattore di ingranamento
v_{min}	0.33	N/mm ²	tensione resistente minima
ρ_l	0.0085	-	rapporto geom. di armatura longit.
N_{Ed}	0.0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp}	0.00	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
α_c	1.00	-	coefficiente maggiorativo

Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
V_{Rd}	584.4	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
A_{min}	1500	mm ² /m	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

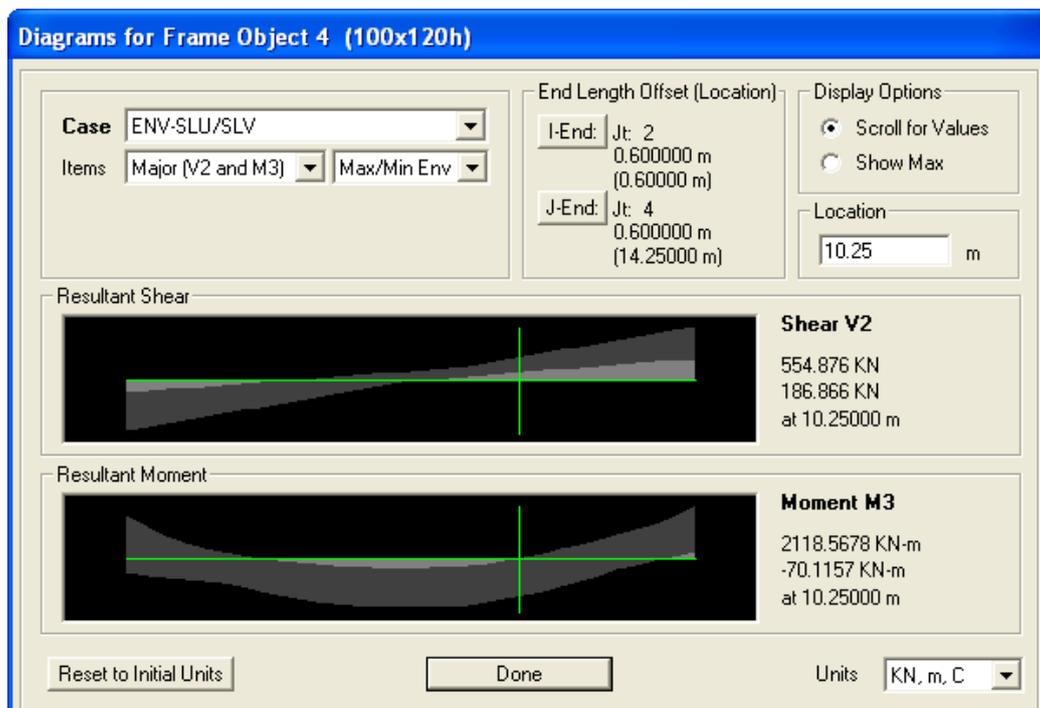
Il massimo valore dell'azione tagliante misurata nella sezione a filo con le solette è riportata nella seguente Figura.



Risulta pertanto necessaria un'apposita armatura trasversale al fine di assorbire le azioni taglianti. Si ha quanto segue.

Resist. a taglio della trave armata a taglio e passo massimo							
A_s (mm ²)	s (mm)	$ctg\theta_{calcolato}$	$ctg\theta$	Rottura	V_{Rd3} (kN)	V_{Rd2} (kN)	V_{Rd} (kN)
474.0	200.0	2.96	1.50	duttile lato acc	1426.1	4293.4	1426.1

Pertanto si arma a taglio tramite 3 staffe a 2 braccia di diametro 10 mm per una distanza pari a 4.00 m a partire dalle sezioni a filo solette: dopo tale distanza, come mostra la Figura seguente, non si ha più necessità di apposita armatura a taglio.



Alle estremità, in intradesso, viene prevista un'armatura tale da assorbire un'azione di trazione di valore pari all'azione tagliante. Si ha quanto segue.

V_{Ed} (kN)	$A_{S,long}$	ϕ barre long	N° barre
1196	3058.8	24	6.8

Verifiche di resistenza a fatica

La verifica consiste nel controllare che la variazione di tensione nelle barre in acciaio indotta dal carico mobile (quest'ultimo fattorizzato per la combinazione di carico in esame), sia inferiore ad un limite prefissato:

$$\Delta\sigma_{s,eq}(N) \leq \Delta\sigma_{Rsk}(N)/(\gamma_{F,fat} \cdot \gamma_{s,fat})$$

Si assume:

$$N=5 \cdot 10^6 \text{ cicli}$$

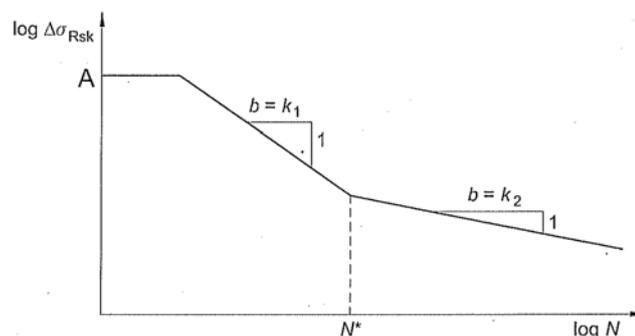
$$\gamma_{F,fat}=1.00$$

$$\gamma_{s,fat}=1.15$$

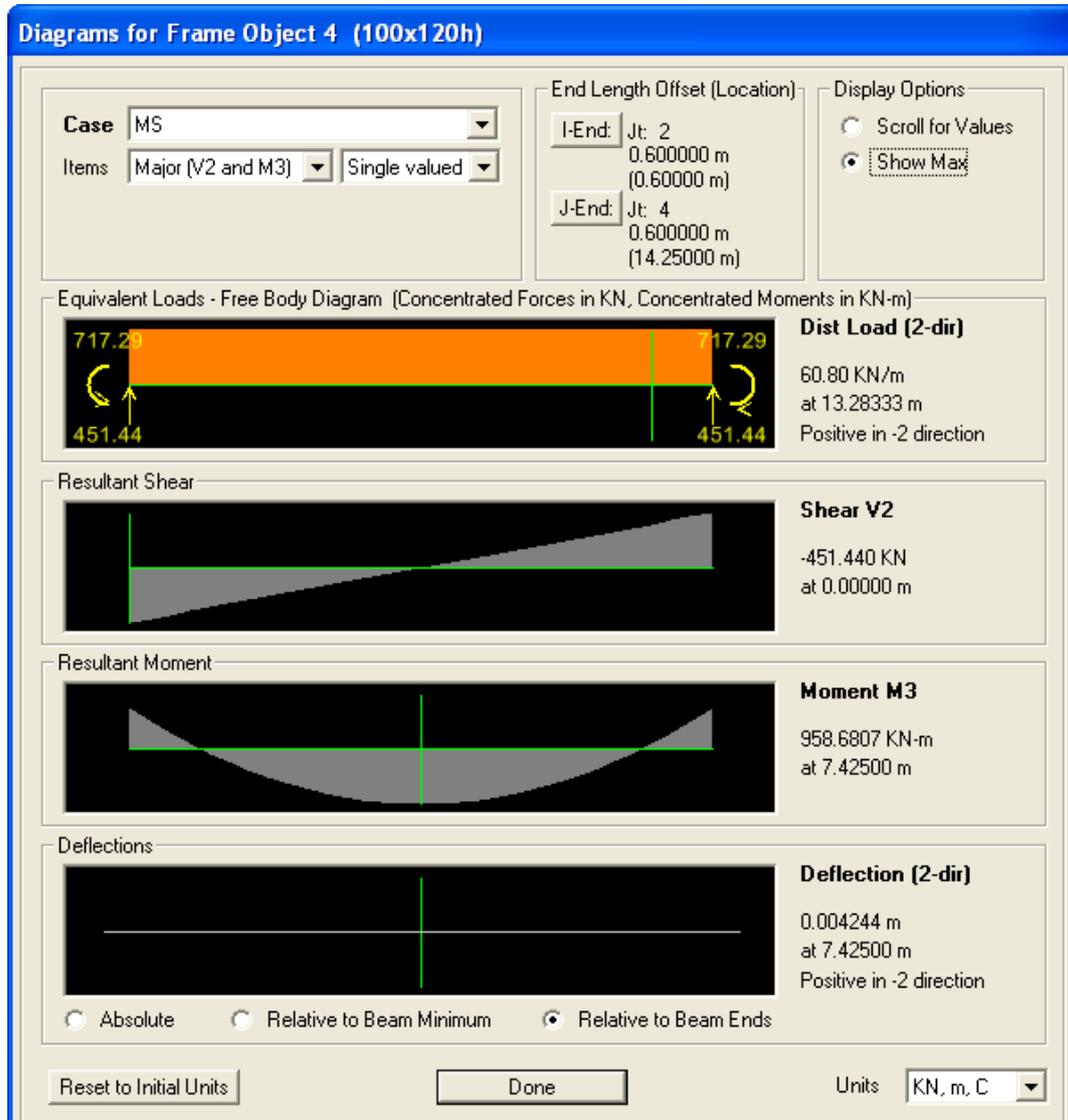
Il valore di $\Delta\sigma_{Rsk}(N)$ è ottenuto a partire da quello $\Delta\sigma_{Rsk}(N=N^*=10^6 \text{ cicli}) = 162.5 \text{ MPa}$, riportato dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1 del Novembre 2005) e corrisponde a 133.0 MPa ($k_2=9$), da cui:

$$\Delta\sigma_{Rsk}(N)/(\gamma_{F,fat} \cdot \gamma_{s,fat}) = \mathbf{116.0 \text{ MPa.}}$$

figura 6.30 Forma della curva caratteristica della resistenza a fatica (curve S-N per acciaio ordinario e da precompressione)
Legenda
A Armatura alla tensione di snervamento



La figura seguente riporta il valore del momento flettente massimo dovuto al valore caratteristico dei carichi mobili: al fine della determinazione delle tensioni di trazioni indotte sulle barre, quindi, si dovrebbe moltiplicare tale valore per un coefficiente riduttivo per considerare un carico adeguato alla verifica a fatica e non il suo valore caratteristico.



Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaSUP_mezzeria

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	26.55	6
			2	70.69	114
			3	70.69	104

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica N° iterazioni:

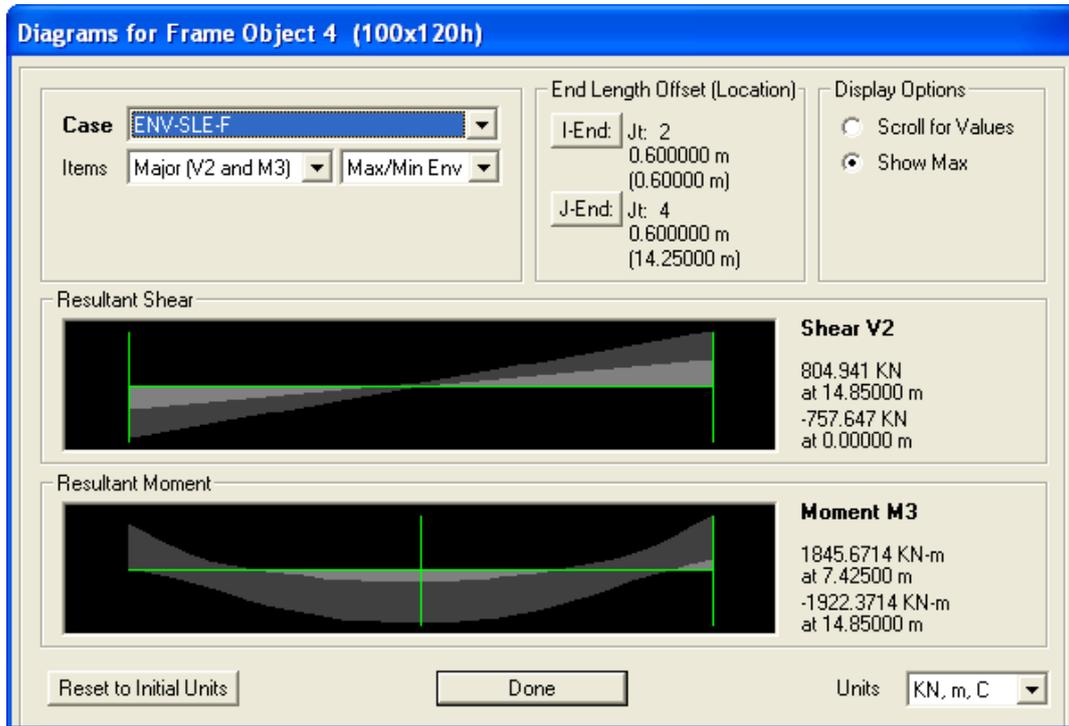
Precompresso

La verifica a fatica risulta pertanto soddisfatta in quanto, anche non riducendo il carico, si ha:

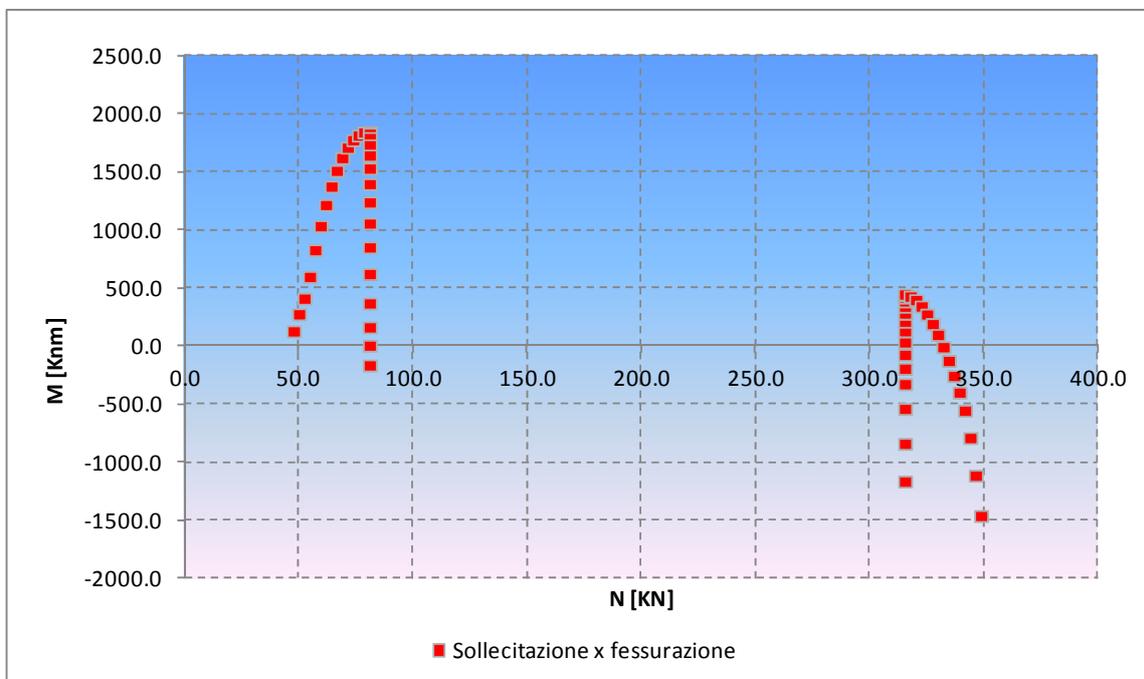
$$\Delta\sigma_{s, \text{equ}}(N) = 77.5 \text{ MPa} \leq \Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N) / (\gamma_{F, \text{fat}} \gamma_{S, \text{fat}}) = 116.0 \text{ MPa}.$$

8.2.2. Verifiche a fessurazione

Il massimo valore del momento flettente sollecitante in campata è riportato nella seguente Figura.



Il seguente diagramma riporta l'andamento del momento flettente in funzione dell'azione assiale.



Dall'esame del diagramma sopra riportato si conduce la verifica per la coppia sollecitante:

$$N_{Ed} \cong 0 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 1846 \text{ KNm.}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaSUP_mezzeria

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	26.55	6
			2	70.69	114
			3	70.69	104

Tipologia Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma: Sezione rettangolare con armatura a T. Centro G, Baricentro N.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} : 0 kN
 M_{xEd} : 0 kNm
 M_{yEd} : 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} : 67.5‰ ϵ_{c2} : 2‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 18.13
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957‰ $\sigma_{c,adm}$: 12.25
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.7333
 τ_{c1} : 2.114

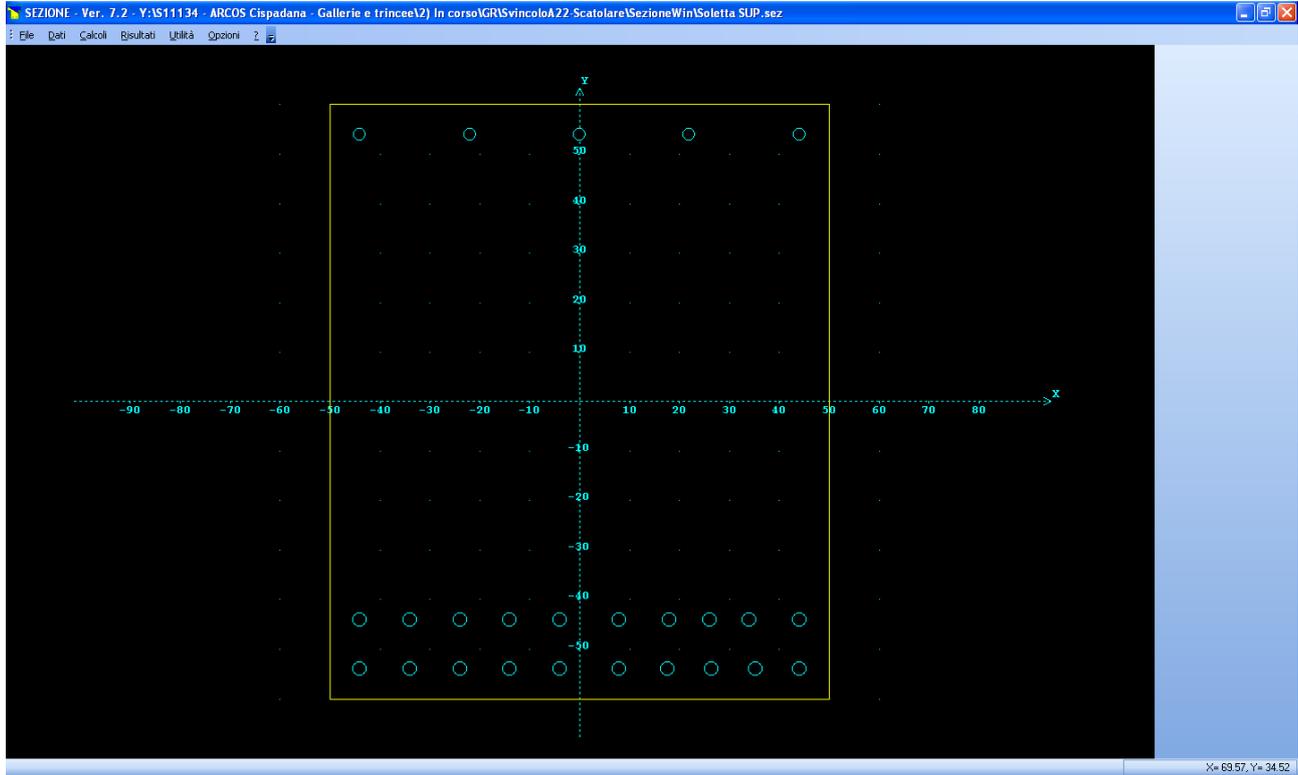
σ_c : -7.133 N/mm²
 σ_s : 149 N/mm²
 ϵ_s : 0.7449‰
d: 114 cm
x: 47.65 x/d: 0.418
 δ : 0.9625

Verifica: N° iterazioni: 4

Precompresso

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta in quanto la tensione massima di trazione nelle barre di armatura risulta inferiore al valore di 160.0 MPa.

Per maggior garanzia si è stimata l'apertura delle fessure secondo il metodo diretto utilizzando il programma di calcolo Sezione Win della IngegneriaSoft. I risultati sono riportati in seguito.



Comb. q. per. n.ro 1: Tens. min. cls= -5.09 N/mm²; $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = -2.58$ N/mm², $f_{ctk} = -2.60$ N/mm²
 $c = 4.50$ cm; $A_{ceff} = 3560.92$ cm²; $A_s = 141.37$ cm²; $\rho = A_s/A_{ceff} = 0.039701$; $s = 10.00$ cm
 $\phi = 3.00$ cm; $k_2 = 0.4000$; $k_3 = 0.1250$; $s_{rm} = 14.7783$ cm; $\zeta = 0.73287$
 $\sigma_t = -5.09$ N/mm²; $\sigma_s = -151.32$ N/mm²; $\beta_1 = 1.00$; $\beta_2 = 0.50$; $\epsilon_{sm} = 0.000538$

$w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} = 0.1352$ mm < $w_1 = 0.2$ mm

VERIFICA POSITIVA

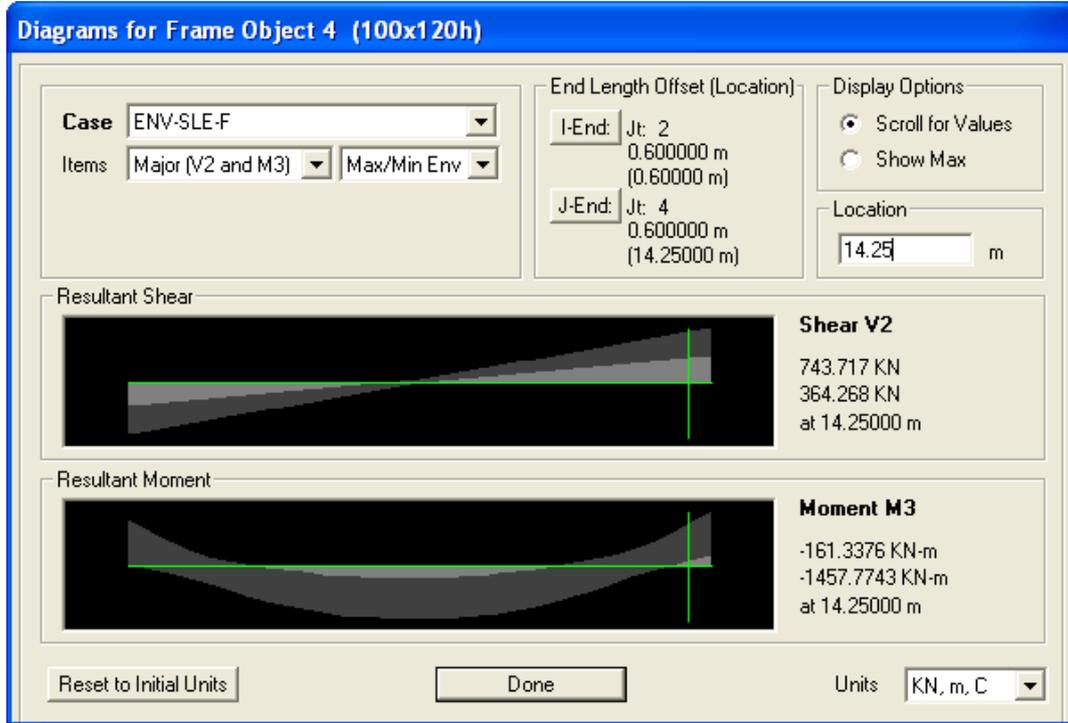
posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (f_c / \sigma_t)^2$$

σ_t : tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

Il massimo valore del momento flettente sollecitante agli appoggi è riportato nella seguente Figura.



Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaSUP_appoggi

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	114
2	70.69	6
3	26.55	16

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Solecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} -1458 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

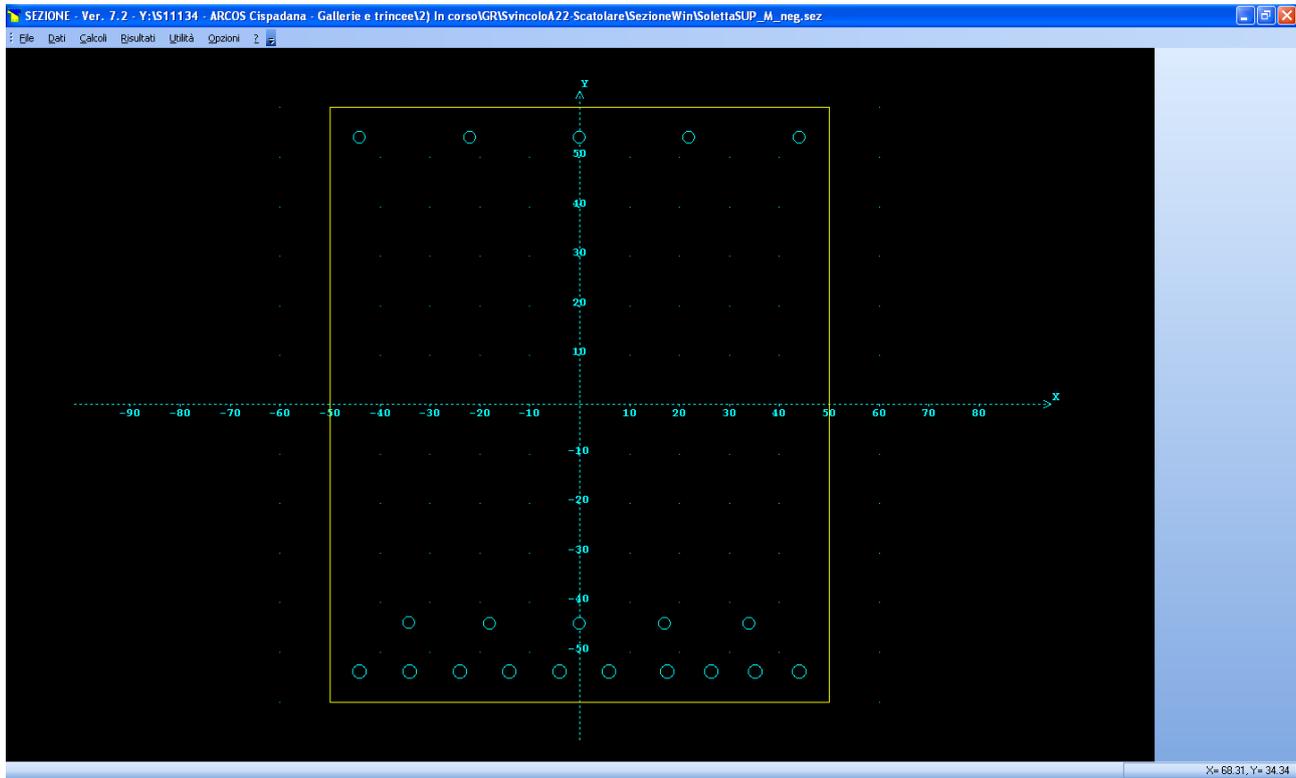
σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta in quanto la tensione massima di trazione nelle barre di armatura risulta inferiore al valore di 160.0 MPa.

Per maggior garanzia si è stimata l'apertura delle fessure secondo il metodo diretto utilizzando il programma di calcolo Sezione Win della IngegneriaSoft. I risultati sono riportati in seguito (per semplicità le barre tese sono sempre posizionate all'intradosso).



Comb. q. per. n.ro 1: Tens. min. cls= -4.36 N/mm²; $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = -2.58$ N/mm², $f_{ctk} = -2.60$ N/mm²
 $c = 4.50$ cm; $A_{ceff} = 3275.39$ cm²; $A_s = 97.23$ cm²; $\rho = A_s/A_{ceff} = 0.029686$; $s = 10.00$ cm
 $\phi = 2.87$ cm; $k_2 = 0.4000$; $k_3 = 0.1250$; $s_{rm} = 15.8284$ cm; $\zeta = 0.63547$
 $\sigma_t = -4.36$ N/mm²; $\sigma_s = -158.96$ N/mm²; $\beta_1 = 1.00$; $\beta_2 = 0.50$; $\epsilon_{sm} = 0.000490$
 $w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} = 0.1320$ mm < $w_1 = 0.2$ mm.... **VERIFICA POSITIVA**

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (f_c / \sigma_t)^2$$

σ_t : tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

8.3. SOLETTA INFERIORE

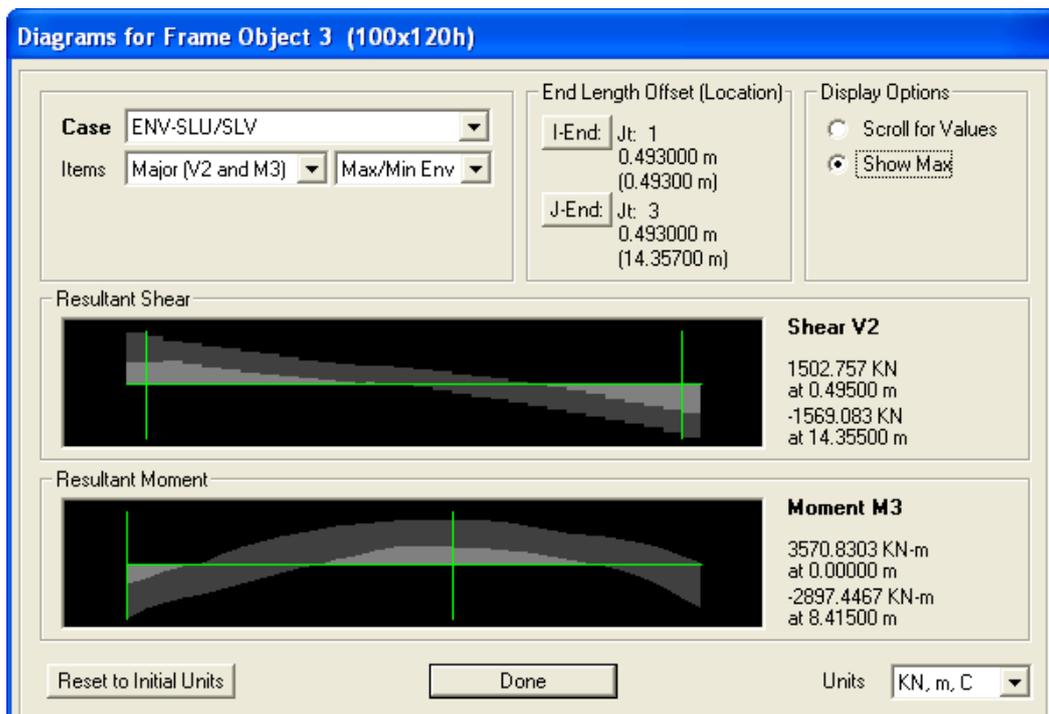
8.3.1. Verifiche di resistenza SLU/SLV

In campata si ipotizza di armare la sezione con un doppio strato di barre $\phi 30$ mm e $\phi 26$ mm in estradosso e di un singolo strato di barre $\phi 26$ mm in intradosso, per un totale di 20 barre tese e 5 compresse.

Alle estremità si ipotizza di armare la sezione con un doppio strato di barre $\phi 30$ e $\phi 26$ mm in zona tesa e di un singolo strato di barre $\phi 24$ mm in zona compressa, per un totale di 15 barre tese e 10 compresse.

Verifiche di resistenza a presso-flessione

Il massimo valore del momento flettente sollecitante in campata è riportato nella seguente Figura.



Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaNF_mezzeria

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	70.69	6
			2	53.09	16
			3	26.55	114

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

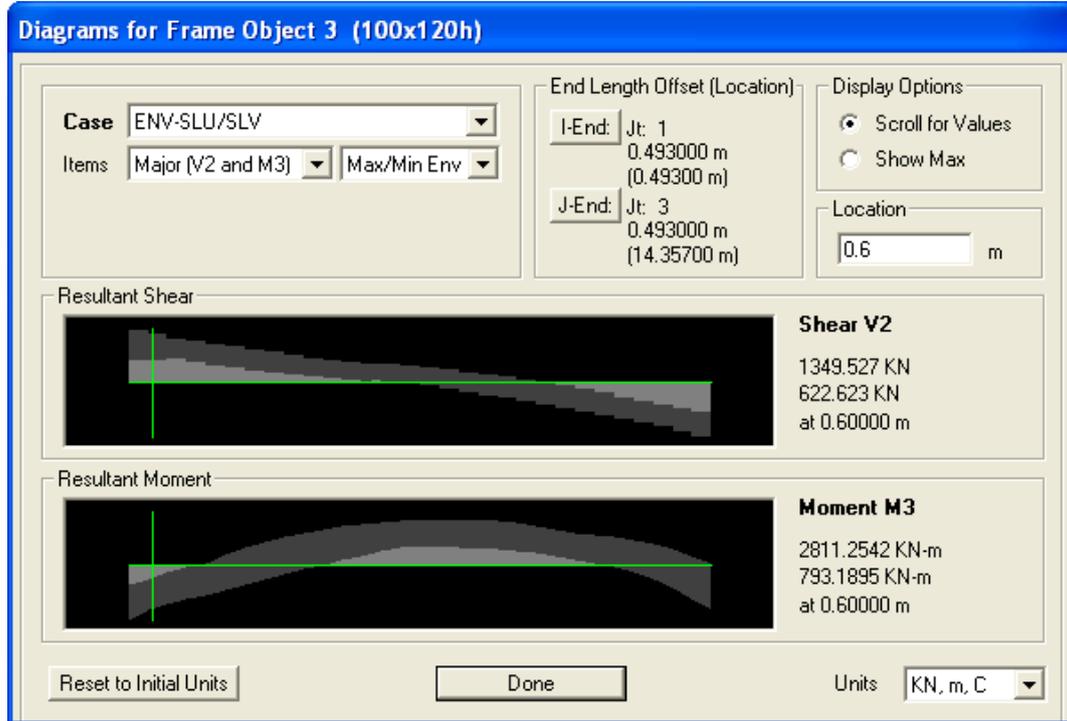
Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Dal momento che $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica di resistenza a presso-flessione risulta soddisfatta.

Il massimo valore del momento flettente sollecitante alle estremità è riportato nella seguente Figura.



Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaNF_appoggio

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	70.69	114
			2	45.24	6
			3	26.55	104

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200 000"/> N/mm ²	f_{cd} <input type="text" value="14.17"/> ‰
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="9.75"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co} <input type="text" value="0.6"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1.829"/>

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Dal momento che $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica di resistenza a presso-flessione risulta soddisfatta.

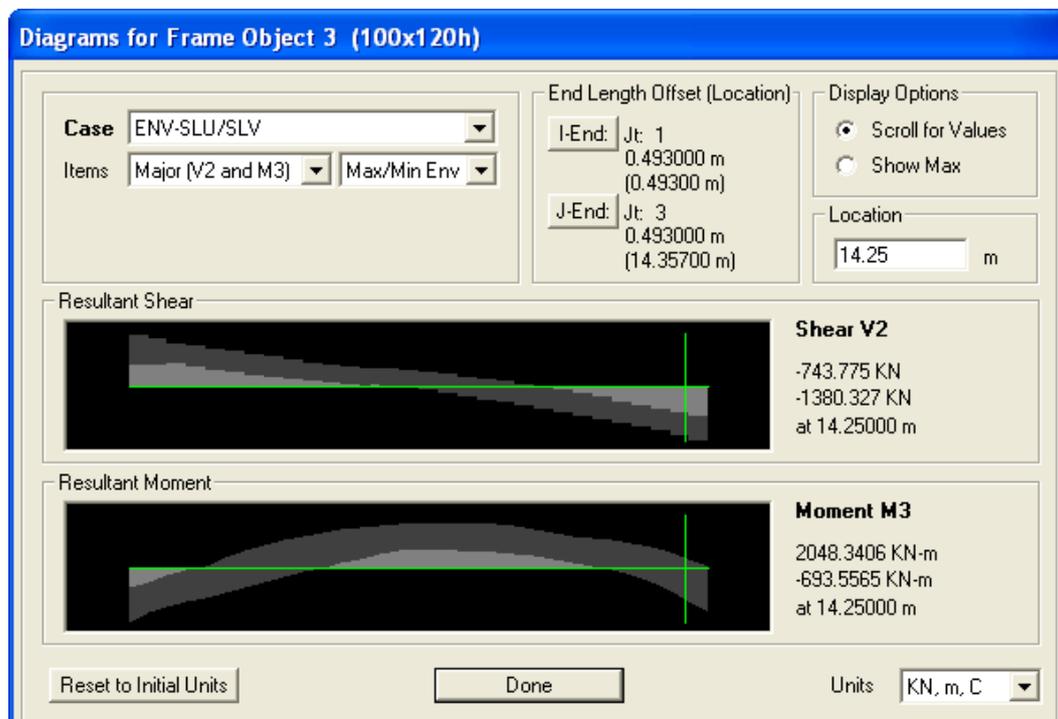
Verifiche di resistenza a taglio

Per la determinazione delle resistenza a taglio si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 delle NTC08 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio (cautelativamente si è assunto il valore minimo di compressione tra tutti quelli registrati per la combinazione di involuppo “ENV-SLU/SLV”).

Dati			
b	1000.0	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	1200.0	mm	altezza
d	1140.0	mm	altezza utile
f_{ck}	25.0	N/mm ²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f_{yd}	391.0	N/mm ²	resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd}	14.17	N/mm ²	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'_{cd}	7.08	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A_{sl}	9724.0	mm ²	armatura longitudinale
k	1.42	-	fattore di ingranamento
v_{min}	0.30	N/mm ²	tensione resistente minima
ρ_l	0.0085	-	rapporto geom. di armatura longit.
N_{Ed}	346000.0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp}	0.29	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
α_c	1.02	-	coefficiente maggiorativo

Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
V_{Rd}	587.6	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
A_{smin}	1500	mm ² /m	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

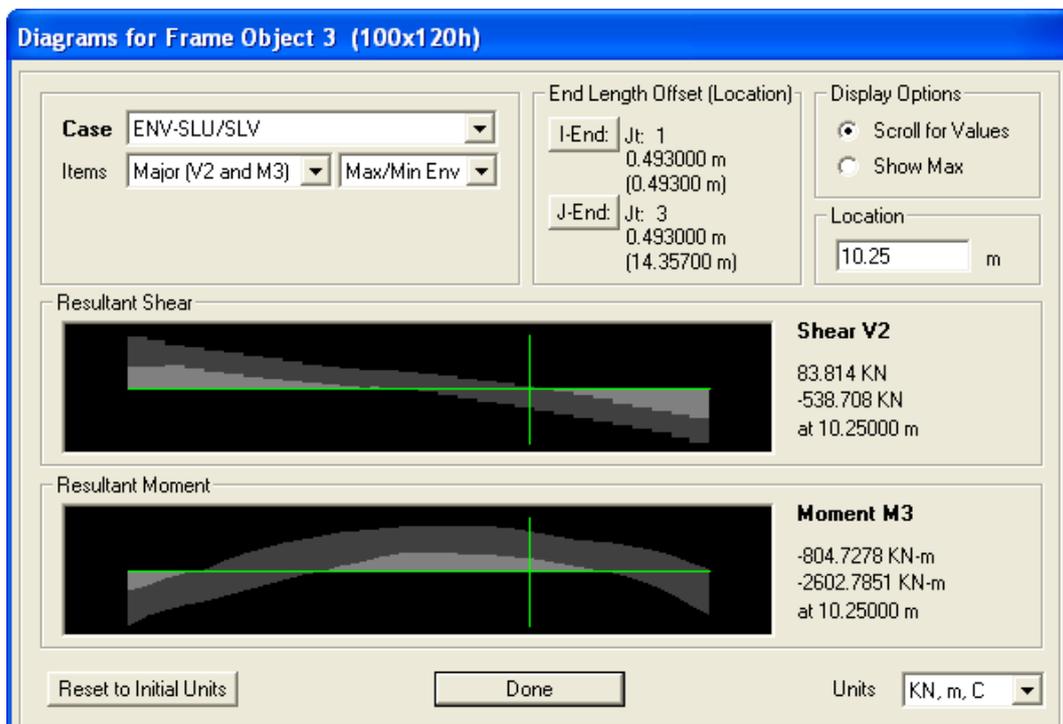
Il massimo valore dell'azione tagliante misurata nella sezione a filo con le solette è riportata nella seguente Figura.



Risulta pertanto necessaria un'apposita armatura trasversale al fine di assorbire le azioni taglianti. Si ha quanto segue.

Resist. a taglio della trave armata a taglio e passo massimo							
A_s (mm ²)	s (mm)	ctg $\theta_{calcolato}$	ctg θ	Rottura	V_{Rd3} (kN)	V_{Rd2} (kN)	V_{Rd} (kN)
474.0	200.0	2.61	1.50	duttile lato acc	1426.1	3422.5	1426.1

Pertanto si arma a taglio tramite 3 staffe a 2 braccia di diametro 10 mm per una distanza pari a 4.00 m a partire dalle sezioni a filo solette: dopo tale distanza, come mostra la Figura seguente, non si ha più necessità di apposita armatura a taglio.



Alle estremità, in estradosso, viene prevista un'armatura tale da assorbire un'azione di trazione di valore pari all'azione tagliante. Si ha quanto segue.

V_{Ed} (kN)	$A_{S,long}$	ϕ barre long	N° barre
1380	3529.4	24	7.8

Verifiche di resistenza a fatica

La verifica consiste nel controllare che la variazione di tensione nelle barre in acciaio indotta dal carico mobile (quest'ultimo fattorizzato per la combinazione di carico in esame), sia inferiore ad un limite prefissato:

$$\Delta\sigma_{s,eq}(N) \leq \Delta\sigma_{Rsk}(N) / (\gamma_{F,fat} \gamma_{s,fat})$$

Si assume:

$$N = 5 \cdot 10^6 \text{ cicli}$$

$$\gamma_{F,fat} = 1.00$$

$$\gamma_{s,fat} = 1.15$$

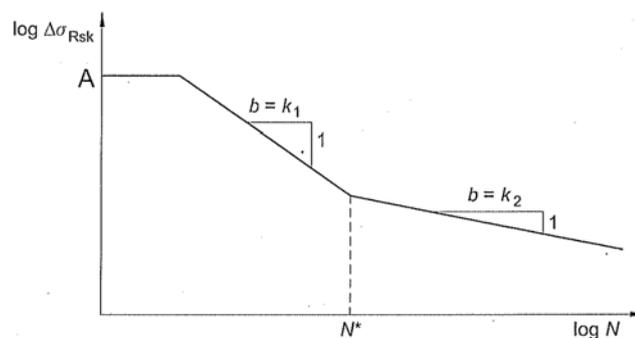
Il valore di $\Delta\sigma_{Rsk}(N)$ è ottenuto a partire da quello $\Delta\sigma_{Rsk}(N=N^*=10^6 \text{ cicli}) = 162.5 \text{ MPa}$, riportato dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1 del Novembre 2005) e corrisponde a 133.0 MPa ($k_2=9$), da cui:

$$\Delta\sigma_{Rsk}(N) / (\gamma_{F,fat} \gamma_{s,fat}) = \mathbf{116.0 \text{ MPa}}$$

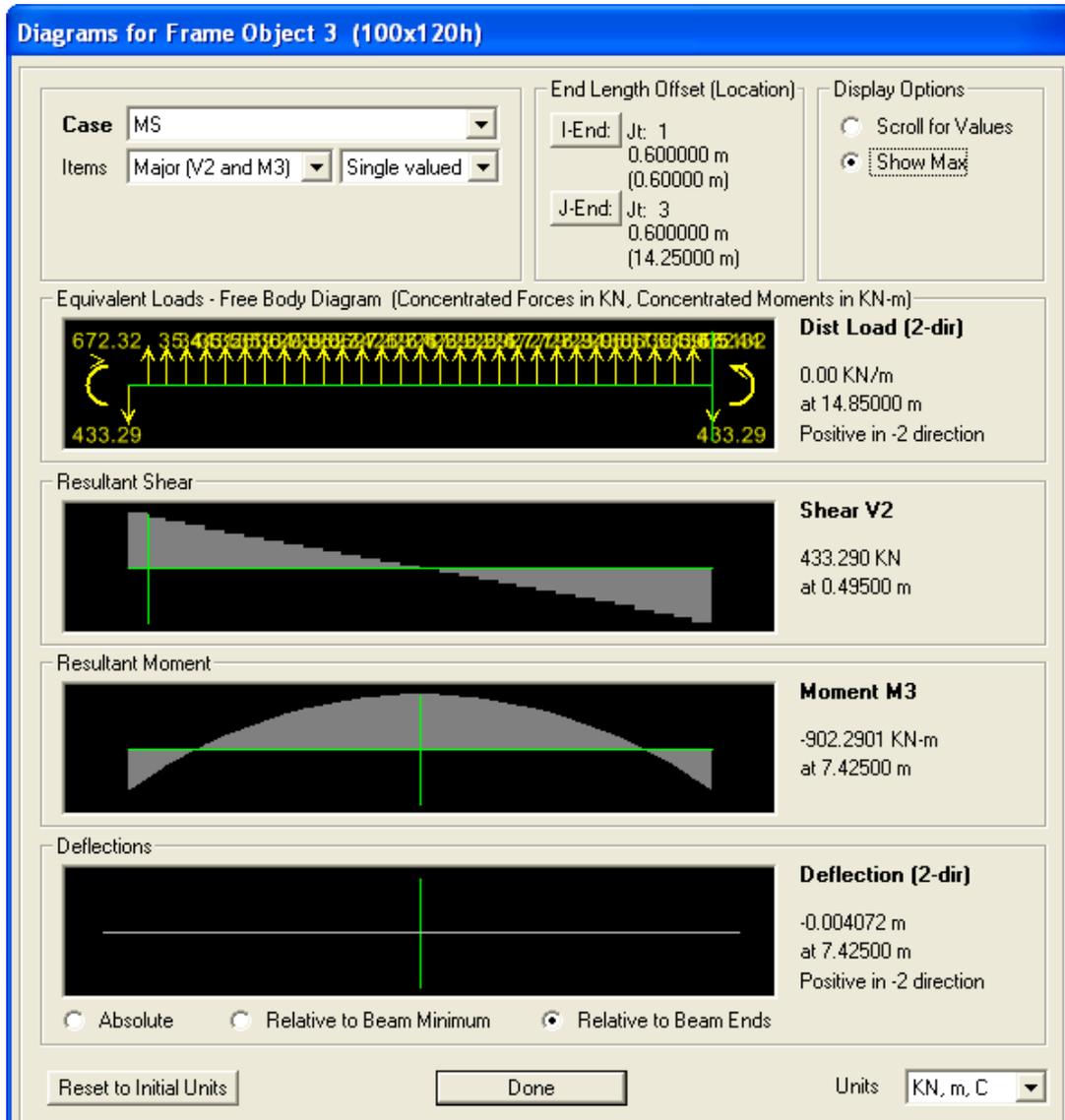
figura 6.30 Forma della curva caratteristica della resistenza a fatica (curve S-N per acciaio ordinario e da precompressione)

Legenda

A Armatura alla tensione di snervamento



La figura seguente riporta il valore del momento flettente massimo dovuto al valore caratteristico dei carichi mobili: al fine della determinazione delle tensioni di trazioni indotte sulle barre, quindi, si dovrebbe moltiplicare tale valore per un coefficiente riduttivo per considerare un carico adeguato alla verifica a fatica e non il suo valore caratteristico.



Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaNF_mezzeria

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	70.69	6
2	53.09	16
3	26.55	114

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Solecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} -903 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C25/30

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

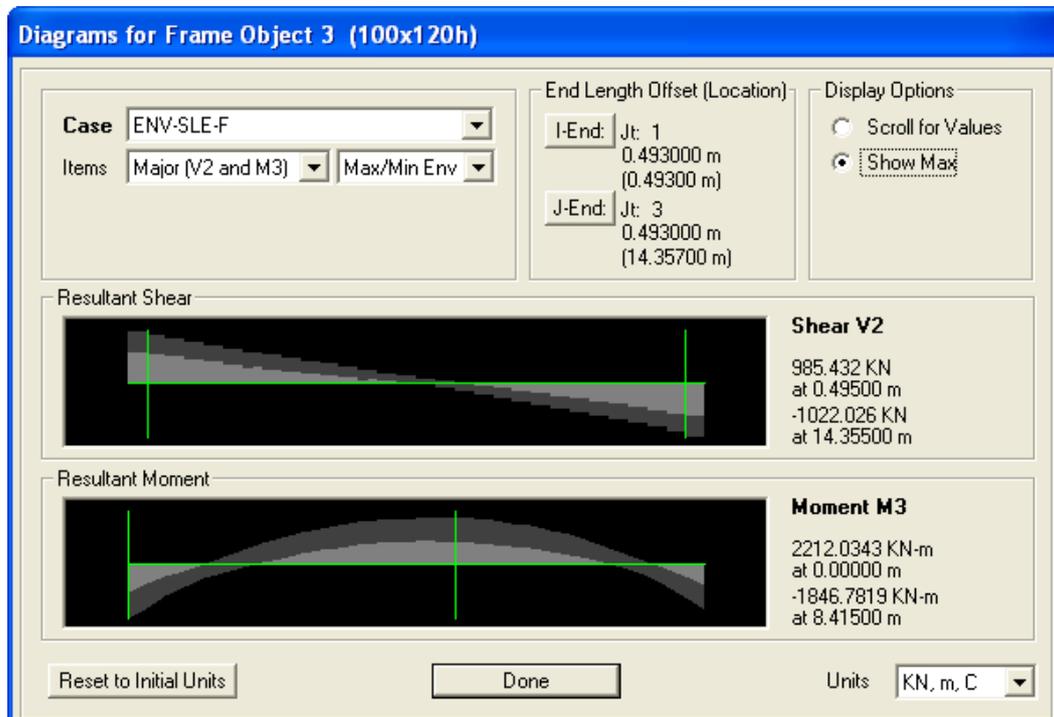
Precompresso

La verifica a fatica risulta pertanto soddisfatta in quanto, anche non riducendo il carico, si ha:

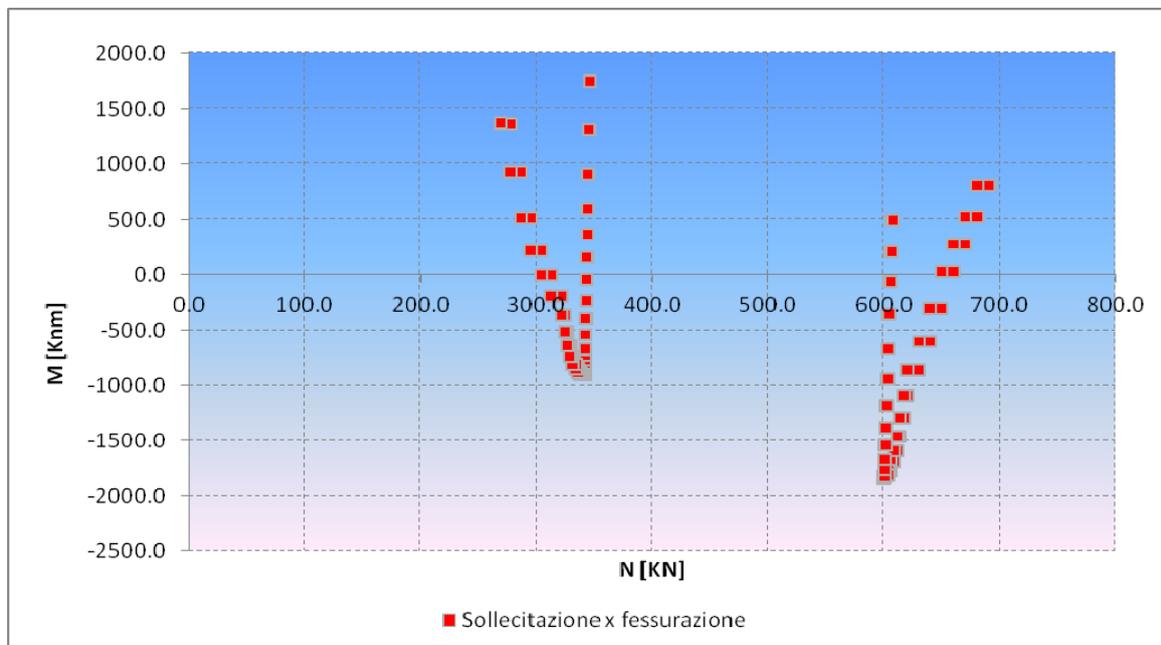
$$\Delta\sigma_{s, \text{equ}}(N) = 81.0 \text{ MPa} \leq \Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N) / (\gamma_{F, \text{fat}} \gamma_{s, \text{fat}}) = 116.0 \text{ MPa}.$$

8.3.2. Verifiche a fessurazione

Il massimo valore del momento flettente sollecitante in campata è riportato nella seguente Figura.



Il seguente diagramma riporta l'andamento del momento flettente in funzione dell'azione assiale (per la condizione di involuppo in esame).



Dall'esame del diagramma sopra riportato si deduce che, cautelativamente, è possibile assumere un valore dell'azione assiale di compressione pari a quanto segue (si ricordi che i valori riportati derivano da una combinazione di involuppo).

$$N_{Ed} \cong 346 \text{ KN}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaINF_mezzeria

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 3 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	70.69	6
2	53.09	16
3	26.55	114

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 **346** kN
M_{xEd} 0 **-1847** kNm
M_{yEd} 0 **0**

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

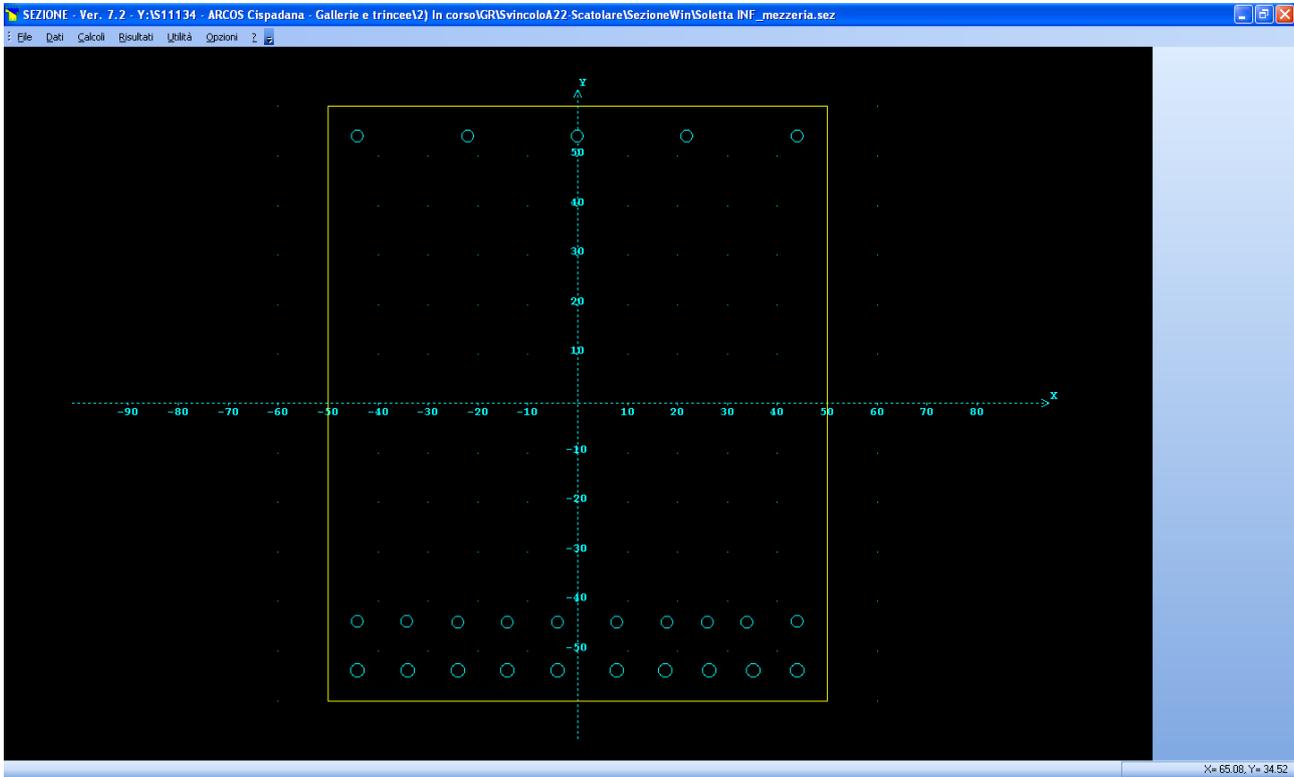
Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -7.629 N/mm²
 σ_s 153.6 N/mm²
 ϵ_s 0.7682 ‰
 d 114 cm
 x 48.67 x/d 0.4269
 δ 0.9736

Verifica **N° iterazioni:** 4
 Precompresso

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta in quanto la tensione massima di trazione nelle barre di armatura risulta inferiore valore limite di 160.0 MPa.

Per maggior garanzia si è stimata l'apertura delle fessure secondo il metodo diretto utilizzando il programma di calcolo Sezione Win della IngegneriaSoft. I risultati sono riportati in seguito (per semplicità le barre tese sono sempre posizionate all'intradosso).



Comb. q. per. n.ro 1: Tens. min. cls= -5.05 N/mm²; $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = -2.58$ N/mm², $f_{ck} = -2.60$ N/mm²
 $c = 4.50$ cm; $A_{ceff} = 3382.22$ cm²; $A_s = 123.78$ cm²; $\rho = A_s/A_{ceff} = 0.036597$; $s = 10.00$ cm
 $\phi = 2.80$ cm; $k_2 = 0.4000$; $k_3 = 0.1250$; $s_{rm} = 14.8255$ cm; $\zeta = 0.72915$
 $\sigma_t = -5.05$ N/mm²; $\sigma_s = -155.61$ N/mm²; $\beta_1 = 1.00$; $\beta_2 = 0.50$; $\epsilon_{sm} = 0.000551$
 $w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} = 0.1388$ mm < $w_1 = 0.2$ mm.... **VERIFICA POSITIVA**

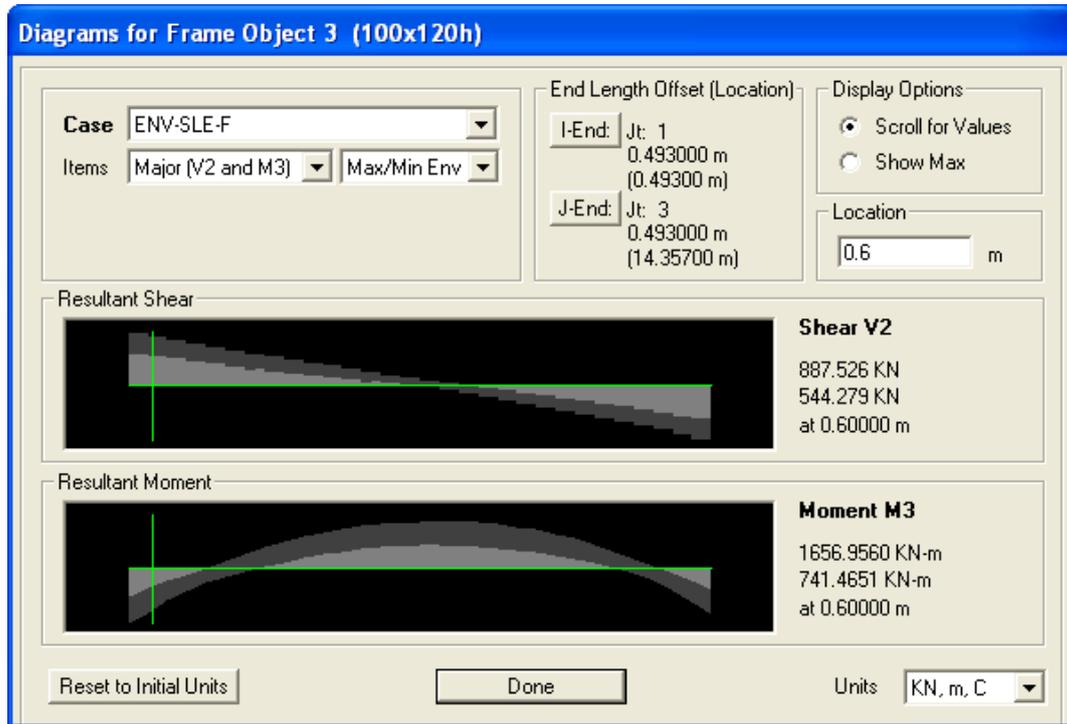
posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (f_c / \sigma_t)^2$$

σ_t : tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

Il massimo valore del momento flettente sollecitante agli appoggi è riportato nella seguente Figura.



Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaNF_appoggio

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	70.69	114
2	45.24	6
3	26.55	104

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² σ_{cu}
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

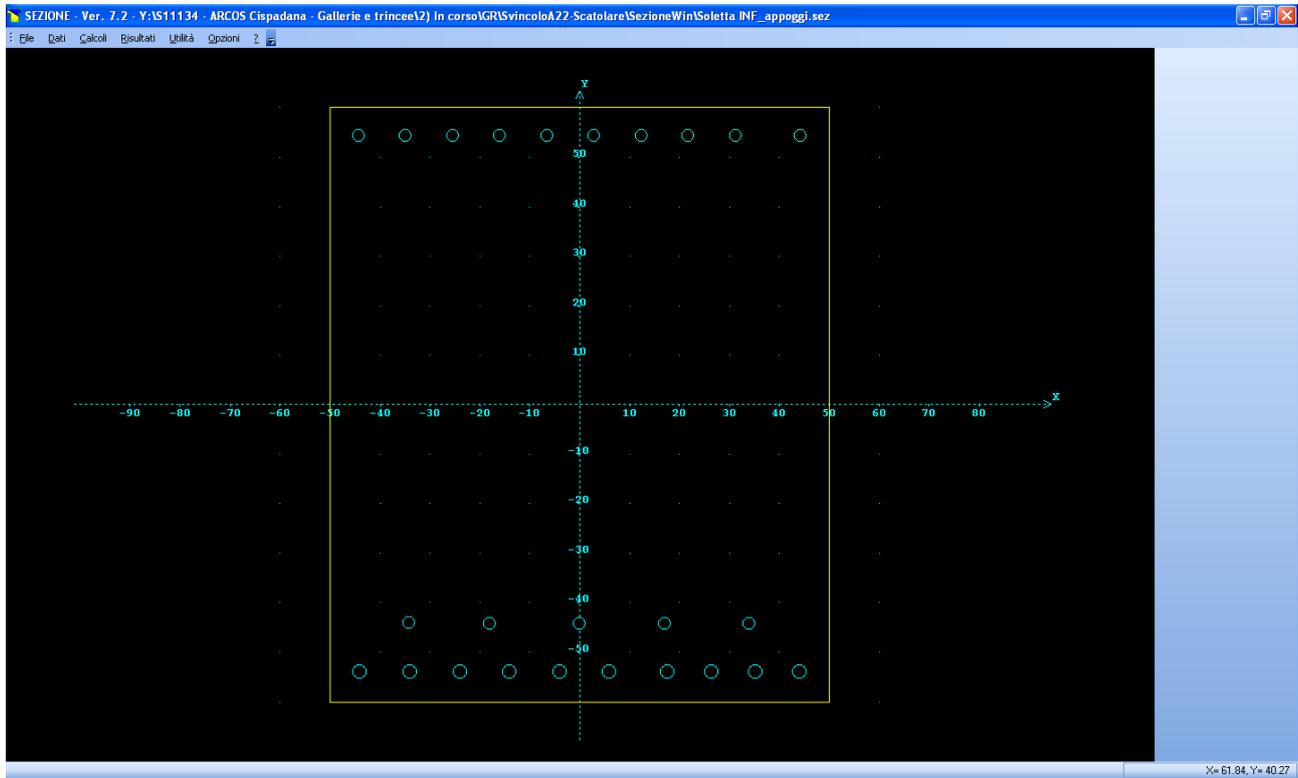
σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta in quanto la tensione massima di trazione nelle barre di armatura risulta sostanzialmente pari al valore limite di 160.0 MPa.

Per maggior garanzia si è stimata l'apertura delle fessure secondo il metodo diretto utilizzando il programma di calcolo Sezione Win della IngegneriaSoft.



Comb. q. per. n.ro 1: Tens. min. cls= -4.62 N/mm²; $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = -2.58$ N/mm², $f_{ctk} = -2.60$ N/mm²
 $c = 4.50$ cm; $A_{ceff} = 3273.97$ cm²; $A_s = 97.23$ cm²; $\rho = A_s/A_{ceff} = 0.029699$; $s = 10.00$ cm
 $\phi = 2.87$ cm; $k_2 = 0.4000$; $k_3 = 0.1250$; $s_{rm} = 15.8263$ cm; $\zeta = 0.67518$
 $\sigma_t = -4.62$ N/mm²; $\sigma_s = -163.41$ N/mm²; $\beta_1 = 1.00$; $\beta_2 = 0.50$; $\varepsilon_{sm} = 0.000536$
 $w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} = 0.1441$ mm < $w_1 = 0.2$ mm.... **VERIFICA POSITIVA**

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (f_c / \sigma_t)^2$$

σ_t : tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

9. VERIFICA AL SOLLEVAMENTO IDRAULICO

La verifica è condotta con riferimento alle indicazioni di cui al D.M. 14/01/2008, paragrafo 6.2.3.2. Per la stabilità al sollevamento deve risultare che l'azione instabilizzante di progetto dovuta alla spinta esercitata dall'acqua ad intradosso platea (P_{wd}) sia minore o uguale alla somma delle forze stabilizzanti di progetto che nel caso in esame sono costituite dal peso proprio dell'opera e dal peso dell'eventuale terreno imbarcato sugli sporti laterali della platea ($P_{opd}+P_{terd}$):

$$P_{wd}/(P_{opd}+P_{terd}) \leq 1.00.$$

I coefficienti parziali sulle azioni sono assunti con riferimento alla tab. 6.2.III (vedi figura seguente); i coefficienti di riduzione dei parametri geotecnici (M2) non sono stati impiegati in quanto nella verifica si è cautelativamente trascurato il contributo stabilizzante offerto dalla resistenza del terreno lungo le potenziali superfici di scorrimento per effetto dell'innalzamento dell'opera.

Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Le verifiche sono state condotte per due situazioni ritenute significative:

- condizione permanente: falda posta ad altezza di 4.70 m da p.c.;
- condizione transitoria: falda posta ad altezza di 5.70 m da p.c..

VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO - cond. Permanente		
Altezza terreno laterale estradosso soletta	1.30	m
Lunghezza totale soletta	16.05	m
Spessore ritto	1.20	m
Lunghezza netta sbalzi	0.00	m
Spinta idrostatica instabilizzante	1003.13	KN
Peso terreno imbarcato stabilizzante	0.00	KN
Peso proprio stabilizzante	1398.00	KN
Carichi permanenti stabilizzanti	356.40	KN
Attrito terreno verticale stabilizzante	0.00	KN
Verifica EQU (fase permanente)		
Risultante stabilizzante	1578.96	KN
Risultante instabilizzante	1103.44	KN
Verifica EQU	Soddisfatta	-
VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO - cond. Transitoria		
Altezza terreno laterale estradosso soletta	1.30	m
Lunghezza totale soletta	16.05	m
Spessore ritto	1.20	m
Lunghezza netta sbalzi	0.00	m
Spinta idrostatica instabilizzante	842.63	KN
Peso terreno imbarcato stabilizzante	0.00	KN
Peso proprio stabilizzante	1398.00	KN
Carichi permanenti stabilizzanti	0.00	KN
Attrito terreno verticale stabilizzante	0.00	KN
Verifica EQU (fase transitoria)		
Risultante stabilizzante	1258.20	KN
Risultante instabilizzante	926.89	KN
Verifica EQU	Soddisfatta	-

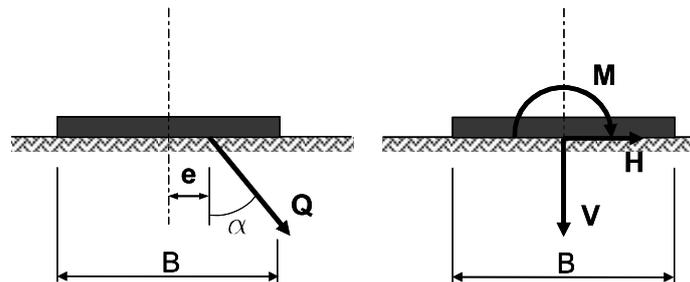
10. VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

Lo studio della capacità portante di una fondazione superficiale nastriforme di larghezza B può essere affrontato tramite la costruzione del relativo diagramma di interazione nello spazio tridimensionale delle componenti di carico, che delimita le combinazioni ammissibili, al suo interno, da quelle semplicemente inammissibili, al suo esterno.

La risultante dei carichi applicati Q può essere infatti scomposta nelle sue componenti staticamente equivalenti che, nel caso piano, sono costituite dalla componente verticale V , orizzontale H e dal momento M , così definite:

$$V = Q \cdot \cos \alpha \quad H = Q \cdot \sin \alpha \quad M = Q \cdot e \cdot \cos \alpha$$

ed il problema della capacità portante può essere così risolto verificando che le diverse possibili combinazioni delle componenti di carico (V, M, H) ricadano all'interno del diagramma di interazione di riferimento.



I luoghi di rottura (o diagrammi di interazione) di una fondazione, opportunamente adimensionalizzati, possono essere definiti mediante le formulazioni di **Brinch-Hansen (1970)** e **Meyerhof (1953)** per condizioni drenate e di **Gourvenec (2007)** per condizioni non drenate riportate in dettaglio nel documento PD-0-A00-00000-0-GT-RB-02 "Criteri generali per le verifiche geotecniche".

Il calcolo dei diagrammi di interazione è stato condotto, in riferimento al DM 14/01/2008, utilizzando i parametri del terreno fattorizzati con i coefficienti γ_M riportati in Tab. 6.2. Il decreto sopracitato, nelle seguenti condizioni di calcolo (la verifica di capacità portante e quella a scorrimento sono state condotte con riferimento alla condizione "drenata" in quanto il rilevato è esistente e i fenomeni di consolidazione possono essere considerati già avvenuti):

- Condizione statica a lungo termine (calcolo in termini di parametri drenati dei terreni);
- Condizione sismica (calcolo in termini di parametri drenati delle unità coesive).

Per quanto attiene alla porzione di opera non interessata dal rilevato, si è eseguita una modellazione apposita contestualizzando i carichi alla geometria presente in tale situazione (assenza di carichi permanenti portati e variabili sulla soletta superiore, terreno esistente alto 6.10 m da asse soletta inferiore e quota di falda assunta, per semplicità, pari al piano campagna, carico variabile a tergo dei ritzi pari a 30.0 KPa). In tal caso si sono eseguiti i calcoli per le seguenti condizioni¹:

- Condizione statica a breve termine (calcolo in termini di parametri non drenati delle unità coesive);
- Condizione statica a lungo termine (calcolo in termini di parametri drenati dei terreni);
- Condizione sismica (calcolo in termini di parametri non drenati delle unità coesive).

Nel calcolo sono state considerate le seguenti condizioni geometriche:

	Approfondimento D [m]	Larghezza fondazione B [m]
IGA02 – zona con rilevato	11.00	16.05
IGA02 – zona senza rilevato	6.70	16.05

Per la verifica della capacità portante della fondazione, per ciascuna combinazione di carico analizzata, si è seguita la seguente procedura coerentemente con le combinazioni di fattori γ_A , γ_M e γ_R contemplate da normativa:

- 1) si determina la terna delle azioni sollecitanti di progetto agenti in fondazione (V_{ED} , H_{ED} , M_{ED});
- 2) si verifica che il valore dell'azione verticale sollecitante di progetto V_{ED} sia inferiore al valore di $V_{max} = V_{RD}$ fornito (vedi paragrafi seguenti);
- 3) dal dominio di interazione nel piano V-H, si determina il valore dell'azione orizzontale H_{RD} corrispondente al valore dell'azione verticale sollecitante di progetto V_{ED} per la quale si fornisce l'equazione:

¹ E' da tenere presente che l'unità di terreno coesivo si estende pochi metri al di sotto del piano di posa della fondazione e di conseguenza le verifiche in condizioni non drenate, ipotizzando un terreno mono-strato, sono da considerarsi poco realistiche perché molto cautelative.

$$H_{RD} = \frac{10}{7} \cdot V_{ED} \left(1 - \left(\frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^{\frac{1}{5}} \right) \text{ in condizioni drenate;}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{RD} = 4 \cdot H_{max} \cdot \left[\frac{V_{ED}}{V_{max}} - \left(\frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^2 \right] \Leftrightarrow 0.5 \leq \frac{V_{ED}}{V_{max}} \leq 1 \\ H_{RD} = H_{max} \Leftrightarrow 0 \leq \frac{V_{ED}}{V_{max}} < 0.5 \end{array} \right. \text{ in condizioni non drenate}$$

- 4) dal dominio di interazione nel piano V-M, si determina il valore del momento flettente M_{RD} corrispondente al valore dell'azione verticale sollecitante di progetto V_{ED} per il quale si fornisce l'equazione:

$$M_{RD} = 0.5 \cdot B \cdot V_{ED} \left(1 - \sqrt{\frac{V_{ED}}{V_{max}}} \right) \text{ in cond drenate;}$$

$$M_{RD} = 4 \cdot M_{max} \cdot \left[\frac{V_{ED}}{V_{max}} - \left(\frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^2 \right] \text{ in condizioni non drenate;}$$

- 5) Come primo requisito è necessario che la terna delle azioni sollecitanti di progetto agenti in fondazione (V_{ED} , M_{ED} , H_{ED}) analizzata soddisfi la seguente disuguaglianza:

$$\left(\frac{H_{ED}}{H_{RD}} \right)^2 + \left(\frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right)^2 < 1;$$

- 6) Per garantire inoltre che siano rispettati i margini di sicurezza imposti da normativa attraverso i coefficienti γ_R riportati in tabella Tab. 6.4.I del DM 14/01/2008, si richiede di verificare come illustrato ai punti 2, 3, 4 e 5 del presente elenco anche le terne di sollecitazione così composte:
($V_{ED} \cdot \gamma_R; H_{ED}; M_{ED}$) adottando i coefficienti γ_R relativi alle verifiche di capacità portante
($V_{ED}; H_{ED} \cdot \gamma_R; M_{ED}$) adottando i coefficienti γ_R relativi alle verifiche di scorrimento.

La verifica della fondazione può considerarsi soddisfatta ove siano contemporaneamente soddisfatti i requisiti riportati al punto 5 ed al punto 6.

Le verifiche di sicurezza agli SLU in termini di capacità portante sono state condotte secondo l'Approccio 2, combinazione unica di calcolo (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella Tabella 6.2.II e 6.4.I delle NTC08.

Per quanto concerne l'azione sismica di riferimento per le verifiche di capacità portante in condizione sismica, si è adottato:

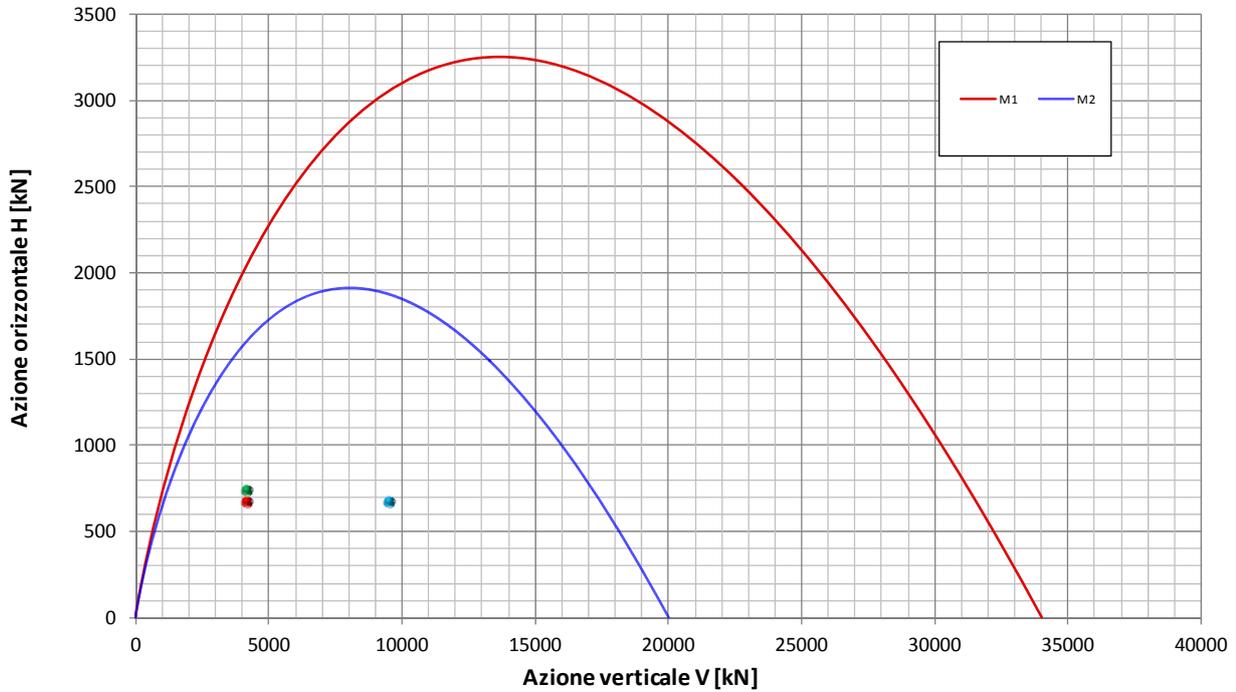
- accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido: $a_g = 0.297 g$.

PORZIONE IN PRESENZA DI RILEVATO

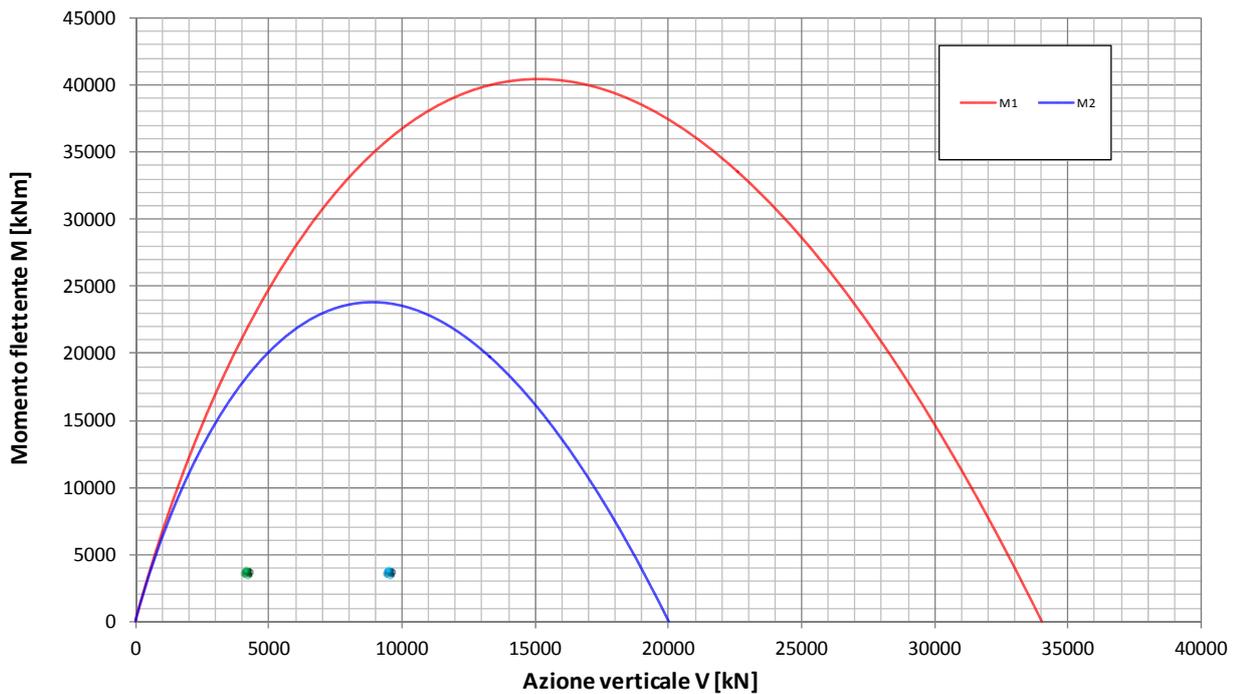
La Tabella riporta le azioni alla base della struttura per le combinazioni di carico in condizioni statiche indagate; cautelativamente, e per semplicità, la verifica viene eseguita assumendo i valori più gravosi anche se non contemporanei.

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
SLU01	Combination	Max	170.1	0.0	4146.7	0.0	2355.6
SLU01	Combination	Min	-675.2	0.0	2837.6	0.0	-3464.7
SLU02	Combination	Max	170.1	0.0	4146.7	0.0	2355.6
SLU02	Combination	Min	-675.2	0.0	2837.6	0.0	-3464.7
SLU03	Combination	Max	170.1	0.0	3884.9	0.0	2004.6
SLU03	Combination	Min	-574.2	0.0	2837.6	0.0	-2891.8
SLU04	Combination	Max	170.1	0.0	3884.9	0.0	2004.6
SLU04	Combination	Min	-574.2	0.0	2837.6	0.0	-2891.8
SLU05	Combination	Max	170.1	0.0	4146.7	0.0	2355.6
SLU05	Combination	Min	-675.2	0.0	2837.6	0.0	-3464.7
SLU06	Combination	Max	170.1	0.0	4146.7	0.0	2355.6
SLU06	Combination	Min	-675.2	0.0	2837.6	0.0	-3464.7
SLU07	Combination	Max	170.1	0.0	3884.9	0.0	2004.6
SLU07	Combination	Min	-574.2	0.0	2837.6	0.0	-2891.8
SLU08	Combination	Max	170.1	0.0	3884.9	0.0	2004.6
SLU08	Combination	Min	-574.2	0.0	2837.6	0.0	-2891.8
		MAX	170.1		4146.7		2355.6
		MIN	-675.2		2837.6		-3464.7

Fondazione B=16.05m - Approfondimento D=11.00m
Condizione Statica Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Brinch Hansen, 1970*)



Fondazione B=16.05m - Approfondimento D=11.00m
Condizione Statica Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Meyerhof, 1953*)



La Tabella seguente riporta le azioni alla base della struttura per la combinazione dei carichi in condizione sismica.

Base Reactions

File View Format-Filter-Sort Select Options

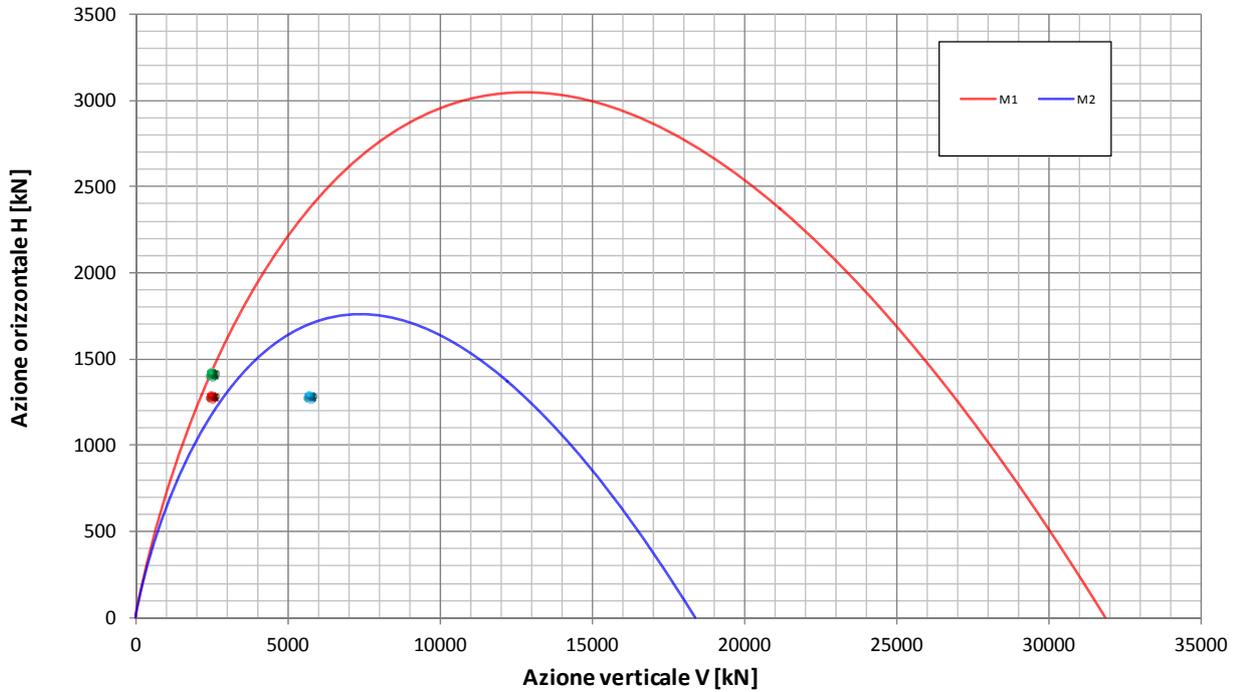
Units: As Noted Base Reactions

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	SLV01	Combination	Max	-1283.822	0	2490.768	0	-6547.8458	0
	SLV01	Combination	Min	-1283.822	0	2490.768	0	-6547.8458	0

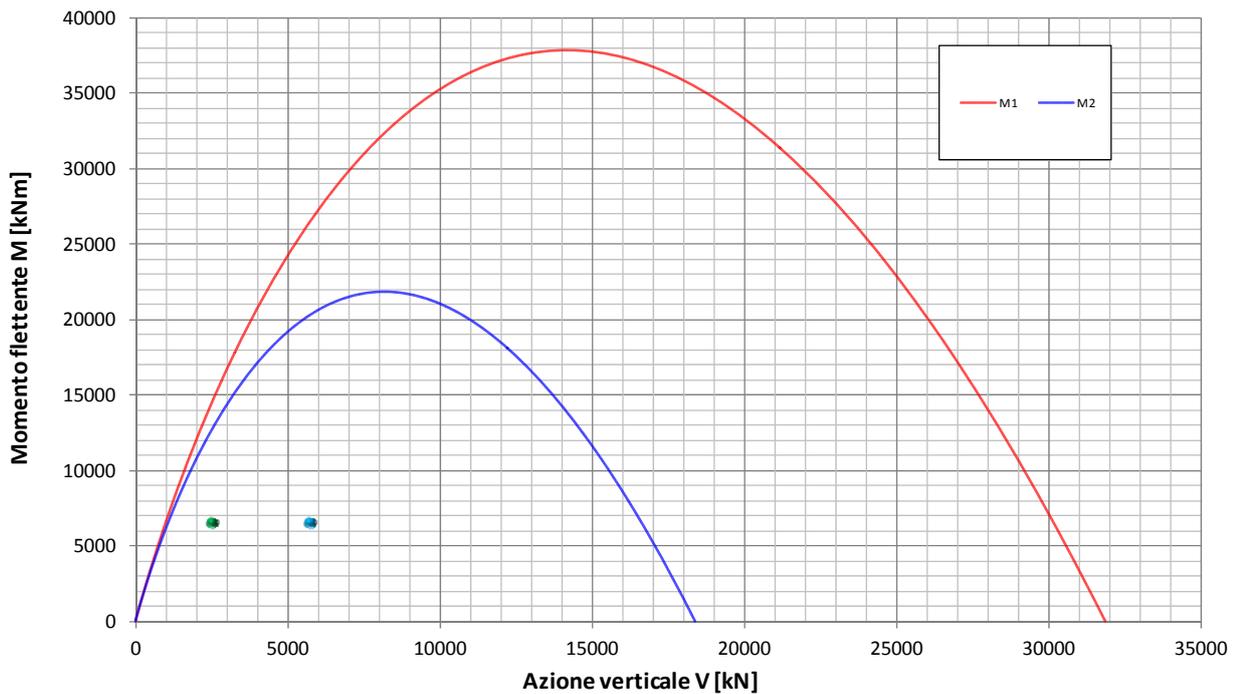
Record: 1 of 2

Add Tables... Done

Fondazione B=16.05m - Approfondimento D=11.00m
Condizione Sismica Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Brinch Hansen, 1970*)



Fondazione B=16.05m - Approfondimento D=11.00m
Condizione Sismica Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Meyerhof, 1953*)



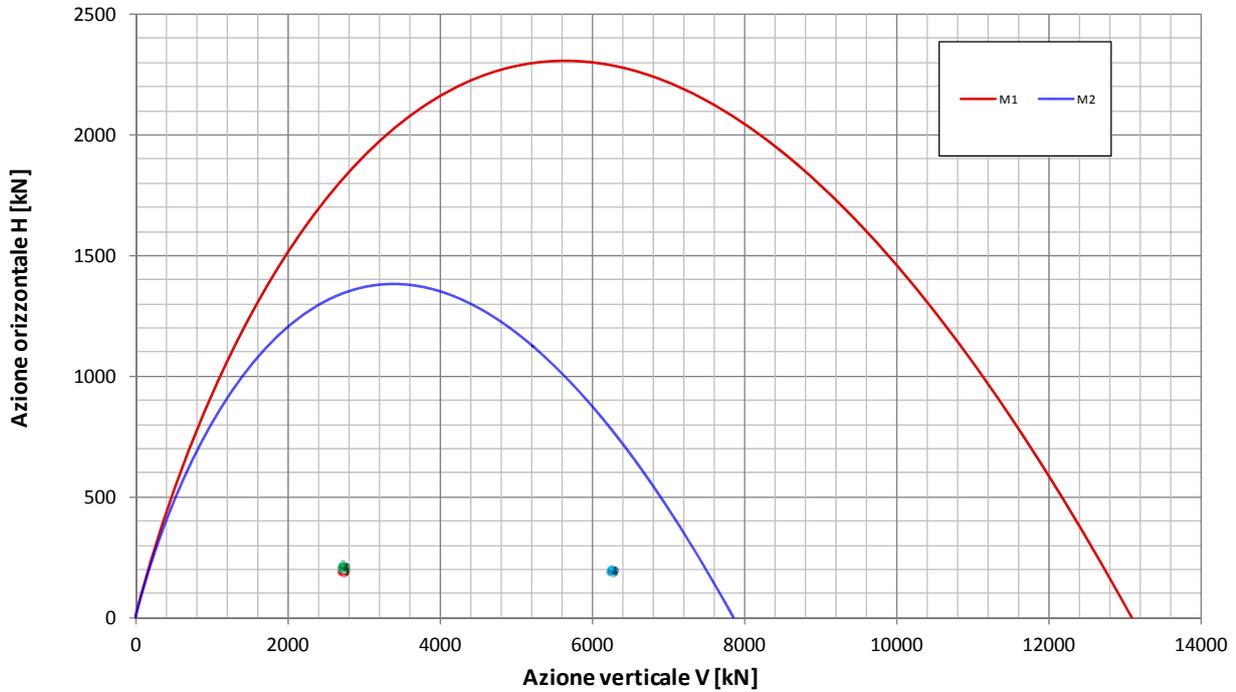
Come si evince dall'esame dei grafici sopra riportati, le verifiche di capacità portante risultano soddisfatte.

PORZIONE IN ASSENZA DI RILEVATO

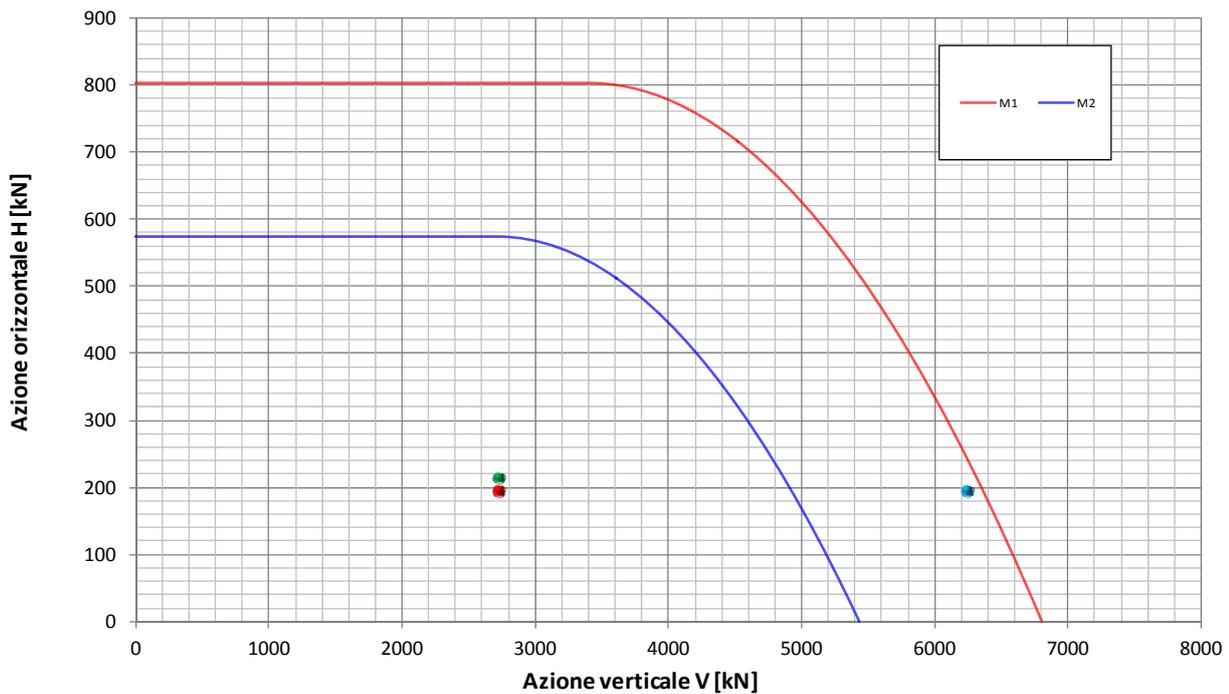
La Tabella riporta le azioni alla base della struttura per le combinazioni di carico in condizioni statiche indagate; cautelativamente, e per semplicità, la verifica viene eseguita assumendo i valori più gravosi anche se non contemporanei.

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
SLU01	Combination	Max	33.7	0.0	2716.7	0.0	1297.4
SLU01	Combination	Min	-194.7	0.0	2368.4	0.0	-1296.8
SLU02	Combination	Max	33.7	0.0	2716.7	0.0	1297.4
SLU02	Combination	Min	-194.7	0.0	2368.4	0.0	-1296.8
SLU03	Combination	Max	33.7	0.0	2647.1	0.0	1051.6
SLU03	Combination	Min	-162.5	0.0	2368.4	0.0	-1051.2
SLU04	Combination	Max	33.7	0.0	2647.1	0.0	1051.6
SLU04	Combination	Min	-162.5	0.0	2368.4	0.0	-1051.2
SLU05	Combination	Max	33.7	0.0	2716.7	0.0	1297.4
SLU05	Combination	Min	-194.7	0.0	2368.4	0.0	-1296.8
SLU06	Combination	Max	33.7	0.0	2716.7	0.0	1297.4
SLU06	Combination	Min	-194.7	0.0	2368.4	0.0	-1296.8
SLU07	Combination	Max	33.7	0.0	2647.1	0.0	1051.6
SLU07	Combination	Min	-162.5	0.0	2368.4	0.0	-1051.2
SLU08	Combination	Max	33.7	0.0	2647.1	0.0	1051.6
SLU08	Combination	Min	-162.5	0.0	2368.4	0.0	-1051.2
		MAX	33.7	0.0	2716.7	0.0	1297.4
		MIN	-194.7	0.0	2368.4	0.0	-1296.8

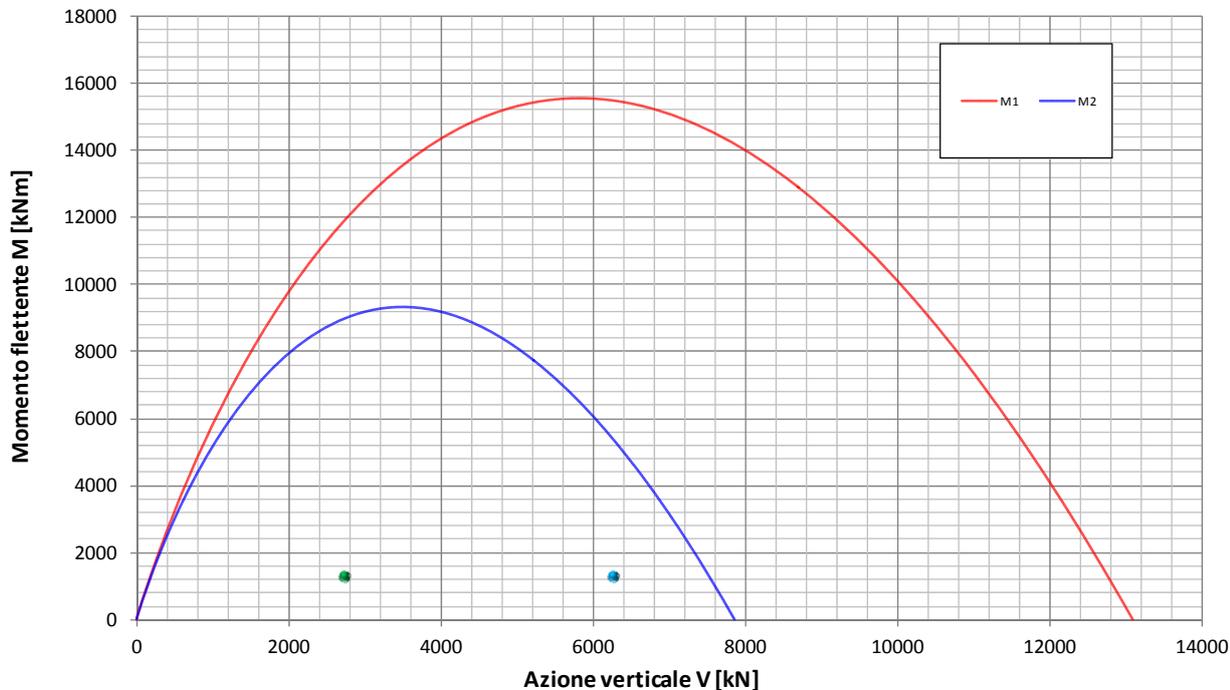
Fondazione B=16.05m - Approfondimento D=6.70m
Condizione Statica Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Brinch Hansen, 1970*)



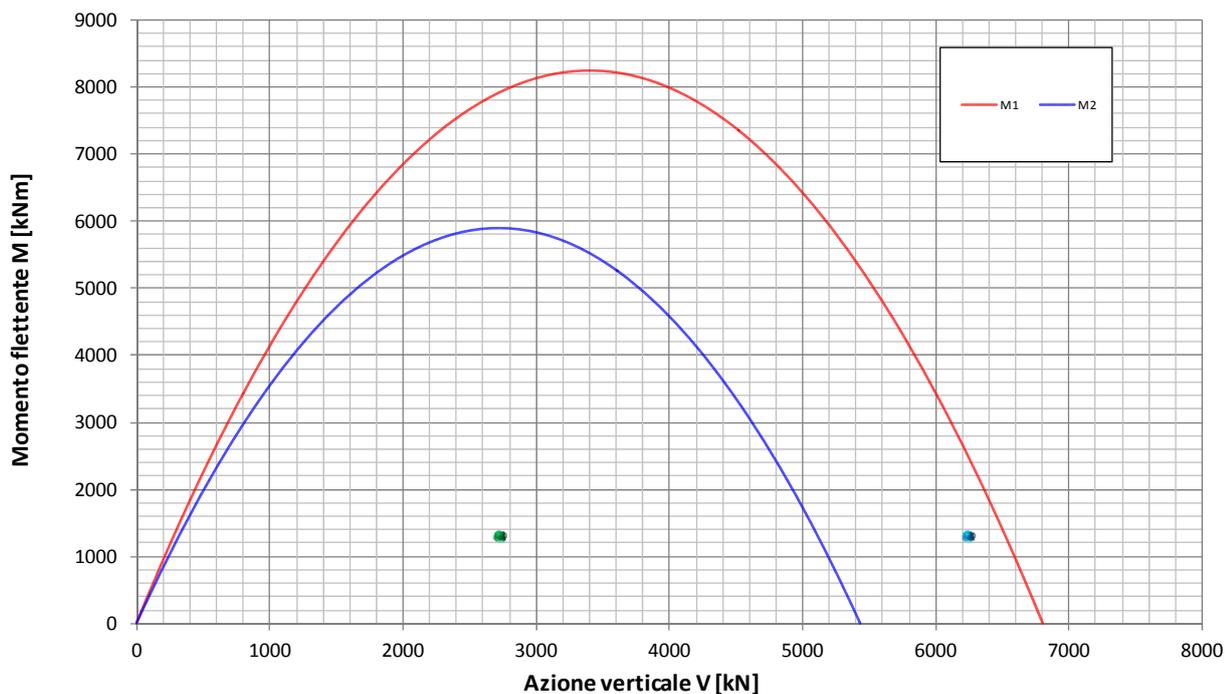
Fondazione B=16.05m - Approfondimento D=6.70m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)



Fondazione B=16.05m - Approfondimento D=6.70m
Condizione Statica Drenata
Dominio di interazione nel piano V-M (Meyerhof, 1953)



Fondazione B=16.05m - Approfondimento D=6.70m
Condizione Statica Non Drenata
Dominio di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)



La Tabella seguente riporta le azioni alla base della struttura per la combinazione dei carichi in condizione sismica.

Base Reactions

File View Format-Filter-Sort Select Options

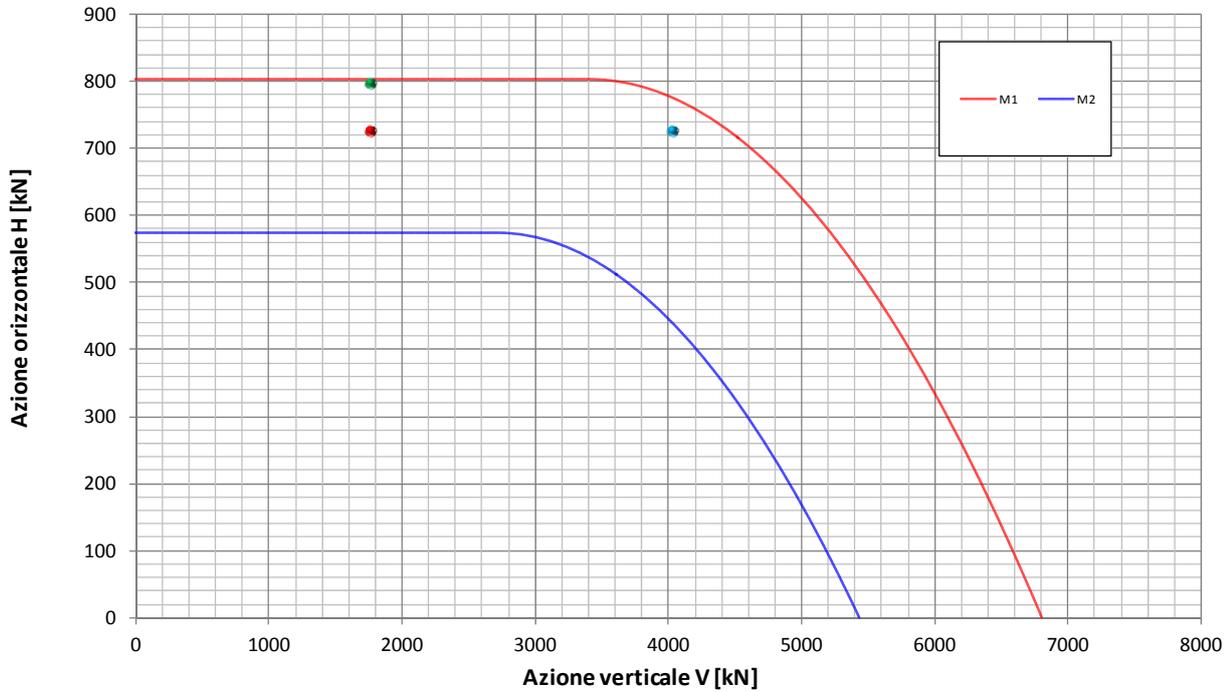
Units: As Noted Base Reactions

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	SLV01	Combination	Max	-724.842	0	1754.4	0	-2377.5128	0
	SLV01	Combination	Min	-724.842	0	1754.4	0	-2377.5128	0

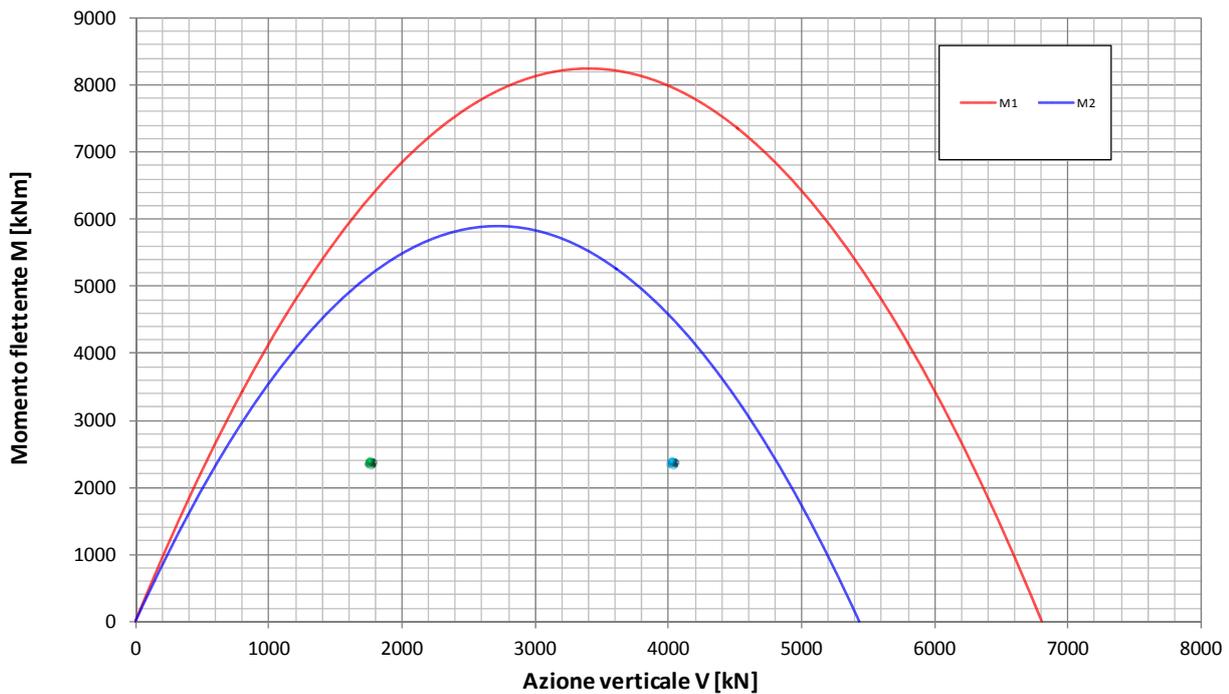
Record: 1 of 2

Add Tables... Done

Fondazione B=16.05m - Approfondimento D=6.70m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)



Fondazione B=16.05m - Approfondimento D=6.70m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)





AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
Dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE STRUTTURALI
Interconnessione A22 – Gallerie e Trincee Confinat
RELAZIONE DI CALCOLO MONOLITE FS

Come si evince dall'esame dei grafici sopra riportati, le verifiche di capacità portante risultano soddisfatte.