

S.S. N. 9 "VIA EMILIA"

VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.P. EX S.S. N.234

PROGETTO ESECUTIVO

 Ing. Renato Vaira <small>Ordine degli Ingg. di Torino e provincia n° 4000 W</small>	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete <small>Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 0370</small>	DOTT. GEOL. DANILO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo <small>Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 000</small>	INTEGRAZIONE PRESTAZIONI Ing. Renato Del Prete	PROGETTISTA Ing. Valerio Bajetti <small>(I.T. S.r.l.)</small>
			PROGETTAZIONE STRADALE Ing. Gaetano Ranieri <small>(Ga&M S.r.l.)</small>	PROGETTAZIONE IDRAULICA Ing. Fabrizio Bajetti <small>(I.T. S.r.l.)</small>
			PROGETTAZIONE OPERE D'ARTE MAGGIORI Ing. Renato Vaira <small>(Studio Corona S.r.l.)</small>	PROGETTAZIONE OPERE D'ARTE MINORI Ing. Nicola Ligas <small>(I.T. S.r.l.)</small>
 Ing. Valerio Bajetti <small>Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-00111</small>	SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni Prof. Ing. Luigi Monterisi <small>Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</small>	 Ing. Gabriele Inocchi <small>Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-10102</small>	COMPUTI Ing. Valerio Bajetti <small>(I.T. S.r.l.)</small>	CANTIERISTICA Ing. Gaetano Ranieri <small>(Ga&M S.r.l.)</small>
			GEOLOGIA Dott. Danilo Gallo	GEOTECNICA Ing. Gianfranco Sodero <small>(Studio Corona S.r.l.)</small>
			AMBIENTE Dott. Emilio Macchi <small>(ECOPLAN S.r.l.)</small>	SICUREZZA Ing. Gaetano Ranieri <small>(Ga&M S.r.l.)</small>
 Prof. Ing. Matteo Ranieri <small>Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 4107</small>	ECOPLAN <small>Studio di Ingegneria & Architettura</small> Arch. Nicoletta Fratini <small>Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-0400</small>	ARKE' INGEGNERIA s.r.l. <small>Via Ingegnere Imbriani n. 4 - 70124 Bari</small> Ing. Giocchino Angerano <small>Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 000</small>	GEOLOGIA Dott. Danilo Gallo	GEOTECNICA Ing. Gianfranco Sodero <small>(Studio Corona S.r.l.)</small>
			AMBIENTE Dott. Emilio Macchi <small>(ECOPLAN S.r.l.)</small>	SICUREZZA Ing. Gaetano Ranieri <small>(Ga&M S.r.l.)</small>
			AMBIENTE Dott. Emilio Macchi <small>(ECOPLAN S.r.l.)</small>	SICUREZZA Ing. Gaetano Ranieri <small>(Ga&M S.r.l.)</small>

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  Dott. Ing. Fabrizio CARDONE	IL RESPONSABILE DELLA INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  Ing. Renato DEL PRETE	PROGETTISTA  Ing. Valerio BAJETTI	GEOLOGO  Dott. Danilo GALLO	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  Ing. Gaetano RANIERI
---	--	---	---	--

<h1>LB14</h1>	<h2>L - PROGETTO STRUTTURALE TOMBINATURE IDRAULICHE</h2> <p>LB - RELAZIONI DI CALCOLO TOMBINATURE E OPERE MINORI RELAZIONE DI CALCOLO MANUFATTO VASCA DI LAMINAZIONE</p>
---------------	--

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. COMI E 1701	NOME FILE LB14-T00TM00STRE14_A.dwg	REVISIONE A	SCALA: -----
CODICE ELAB.	T 0 0 T M 0 0 S T R R E 1 4	A	-----

D					
C					
B					
A	EMISSIONE	GIUGNO 2018	ING. GINEVRA MENESCHINCHERI	PROF. ING. LUIGI MONTERISI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	UNITA' DI MISURA	5
4	MATERIALI	6
4.1	Calcestruzzo	6
4.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	6
4.1.2	Calcestruzzo per le opere strutturali.....	6
4.2	Acciaio.....	6
4.2.1	Acciaio per armatura lenta	6
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	7
6	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	8
6.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali.....	8
6.2	Definizione della strategia progettuale	9
6.3	Parametri di calcolo	11
6.3.1	Parametri numerici sismici	11
6.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	11
6.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	11
6.3.4	Fattori di struttura.....	12
6.3.5	Definizione dello spettro di progetto	12
7	IL MODELLI DI CALCOLO	15
7.1	Descrizione dei modelli di calcolo	15
7.2	Identificazione degli elementi e dei nodi del modello di calcolo	18
8	ANALISI DEI CARICHI.....	20
8.1	Sintesi delle dimensioni dello scatolare di calcolo	20
8.2	Carichi permanenti strutturali	21
8.2.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato.....	21
8.3	Carichi permanenti non strutturali	22
8.3.1	Spinta orizzontale dei terreni a tergo delle pareti verticali	22
8.4	Carichi accidentali.....	24
8.4.1	Carichi accidentali da traffico agenti sulla soletta di copertura	24
8.4.2	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali	24
8.4.3	Carichi accidentali agenti sulla zattera di fondazione	25
	Azione sismica	26
8.4.4	Azione inerziale delle masse.....	26
8.4.5	Sovraspinta dinamica dei terreni.....	28
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	29
9.1	Definizione dei carichi elementari e dei coefficienti di partecipazione.....	29
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti	30
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti.....	30
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche.....	30
9.5	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche.....	31
9.6	Combinazione di carico sismiche	31
9.7	Riepilogo delle combinazioni di carico	32
9.8	32
10	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	33

10.1	Sezione 1-1	33
10.1.1	Combinazioni SLE – Quasi Permanenti	33
10.1.2	Combinazioni SLE – Frequenti	35
10.1.3	Combinazioni SLE – Caratteristiche.....	36
10.1.4	Combinazioni SLU	38
10.2	Sezione 2-2	40
10.2.1	Combinazioni SLE – Quasi Permanenti	40
10.2.2	Combinazioni SLE – Frequenti	42
10.2.3	Combinazioni SLE – Caratteristiche.....	43
10.2.4	Combinazioni SLU	45
11	APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI AL MODELLO DI CALCOLO DELLA CANNA DELLO SCATOLARE	47
11.1	Sezione 1-1	47
11.1.1	Spinta del terreno sul ritto sinistro (g_2)	47
11.1.2	Spinta del terreno sul ritto destro (g_3).....	47
11.1.3	Spinta del sovraccarico accidentale sul ritto sinistro (q_1)	48
11.1.4	Spinta del sovraccarico accidentale sul ritto destro (q_2).....	48
11.1.5	Carico accidentale sulla soletta inferiore (q_3)	49
11.1.6	Sovrappinta dinamica del terreno sul ritto sinistro (s_1).....	49
11.1.7	Azione inerziale orizzontale della soletta superiore e dei carichi permanenti di pertinenza (s_{2a}).....	50
11.1.8	Azione inerziale orizzontale della soletta inferiore e dei carichi permanenti di pertinenza (s_{2b}).....	50
11.1.9	Azione inerziale orizzontale del ritto sinistro (s_{2c})	51
11.1.10	Azione inerziale orizzontale del ritto centrale (s_{2d})	51
11.2	Azione inerziale orizzontale del ritto destro (s_{2e}).....	52
11.3	Sezione 2-2	53
11.3.1	Spinta del terreno sul ritto sinistro (g_2)	53
11.3.2	Spinta del terreno sul ritto destro (g_3).....	53
11.3.3	Spinta del sovraccarico accidentale sul ritto sinistro (q_1)	54
11.3.4	Spinta del sovraccarico accidentale sul ritto destro (q_2).....	54
11.3.5	Carico accidentale sulla soletta inferiore (q_3)	55
11.3.6	Carico accidentale sulla soletta di copertura(q_4).....	55
11.3.7	Sovrappinta dinamica del terreno sul ritto sinistro (s_1).....	56
11.3.8	Azione inerziale orizzontale della soletta superiore e dei carichi permanenti di pertinenza (s_{2a}).....	56
11.3.9	Azione inerziale orizzontale della soletta inferiore e dei carichi permanenti di pertinenza (s_{2b}).....	57
11.3.10	Azione inerziale orizzontale del ritto sinistro (s_{2c}).....	57
11.3.11	Azione inerziale orizzontale del ritto centrale (s_{2d})	58
11.3.12	Azione inerziale orizzontale del ritto destro (s_{2e})	58
12	VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE 1-1	59
12.1	Verifiche ritti	59
12.1.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo	59
12.1.2	Sezione ed armatura di verifica.....	60
12.1.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente	60
12.1.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente	61

12.1.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica	62
12.1.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	63
12.1.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione.....	64
12.1.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	65
12.2	Verifiche soletta inferiore.....	66
12.2.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo.....	66
12.2.2	Sezione ed armatura di verifica.....	67
12.2.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente.....	67
12.2.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente.....	68
12.2.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica	69
12.2.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	70
12.2.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione.....	71
12.2.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	72
13	VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE 2-2.....	73
13.1	Verifiche ritti.....	73
13.1.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo.....	73
13.1.2	Sezione ed armatura di verifica.....	74
13.1.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente.....	74
13.1.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente.....	75
13.1.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica	76
13.1.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	77
13.1.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione.....	78
13.1.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	79
13.2	Verifiche soletta superiore.....	80
13.2.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo.....	80
13.2.2	Sezione ed armatura di verifica.....	81
13.2.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente.....	81
13.2.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente.....	82
13.2.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica	83
13.2.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	84
13.2.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione.....	85
13.2.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	86
13.3	Verifiche soletta inferiore H=200 cm.....	87
13.3.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo.....	87
13.3.2	Sezione ed armatura di verifica.....	88
13.3.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente.....	88
13.3.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente.....	89
13.3.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica	90
13.3.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	91
13.3.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione.....	92
13.3.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	93
13.4	Verifiche soletta inferiore H=100 cm.....	94
13.4.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo.....	94
13.4.2	Sezione ed armatura di verifica.....	95

13.4.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente	95
13.4.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente	96
13.4.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica	97
13.4.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	98
13.4.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	99
13.4.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	100
14	SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P.....	101

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche dell'opera di attraversamento idraulico stradale con altezza di ricoprimento massimo pari a 0,40m realizzata in cemento armato gettata in opera nell'ambito del progetto esecutivo "S.S. n.9 Emilia – Variante di Casalpusterlengo ed eliminazione passaggio a livello sulla S.P. ex S.S. N.234".

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in osservanza delle seguenti Normative Tecniche:

- **Legge 05/01/1971 n.1086** → Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- **Legge 02/02/1974 n. 64** → Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- **DM 14/01/2008** → Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Circolare 02/02/2009 n. 617/C.S.LL.PP.** → Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 14/01/2008
- **UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- **UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2015** → Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- **UNI EN 206-1:2006** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
- **UNI 11104** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1
- **Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.** Linee guida sul calcestruzzo strutturale

3 UNITA' DI MISURA

Nei calcoli è stato fatto uso delle seguenti unità di misura:

- per i carichi: kN/m², kN/m, kN
- per i momenti: kNm
- per i tagli e sforzi normali: kN
- per le tensioni: N/mm²
- per le accelerazioni: m/sec²

4 MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

Per le opere di sottofondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C12/15** e classe di esposizione **X0**.

Tale calcestruzzo non ha valenza strutturale e quindi non se ne riportano le caratteristiche meccaniche.

4.1.2 CALCESTRUZZO PER LE OPERE STRUTTURALI

Per le opere interrato e contro terra è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C28/35** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	CA-07 --> REV 02			
	TITOLO:	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO			
	VERSIONE:	REVISIONE N.02 DEL 06/10/2017			
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS			
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI			
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008					
CLASSE DI RESISTENZA					C28/35
DESCRIZIONE CARATTERISTICA	FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE		
Resistenza caratteristica cubica a compressione			R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	[0,83*Rck]	11.2.10.1	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	[fck+8]	11.2.10.1	f_{cm}	37,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	[acc*fck/γc]	4.1.2.1.1.1	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	[0,30*fck ^{2/3}]	11.2.10.2	f_{ctm}	2,83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	[0,70*fctm]	11.2.10.2	f_{ctk}	1,98	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	[fctk/1,5]	4.1.2.1.1.2	f_{ctd}	1,32	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	[0,60*fck]	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c\ max}$	17,43	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	[0,45*fck]	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c\ max}$	13,07	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	[Ec=Ecm]	C4.1.2.2.5	E_c	32 588,11	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	[22.000*(fcm/10) ^{0,3}]	11.2.10.3	E_{cm}	32 588,11	[N/mm ²]

4.2 ACCIAIO

4.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

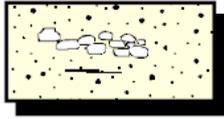
Per le armature lente è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k}$ = 540,00 N/mm² (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k}$ = 450,00 N/mm² (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d}$ = 391,30 N/mm² (tensione di snervamento di calcolo - $\gamma_c=1,15$)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Ai sensi della relazione geologica e della relazione geotecnica, nonché in conformità con i profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo, il terreno di fondazione è schematizzato da due unità litotecniche caratterizzate dai seguenti parametri geotecnici:

- Terreno tipo: **U1 (Sabbie e sabbie limose)**



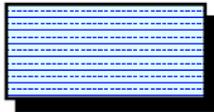
Sabbie

Sabbie da limose a debolmente limose, a granulometria da fine a grossolana, a tratti con lenti e livelli di ghiaia

Parametri caratteristici

- peso di volume $\gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3$
- angolo di attrito interno $\phi' = 32^\circ$
- coesione $C' = 0 \text{ Kg/cm}^2$

- Terreno tipo: **U2 (Limi e limi sabbiosi)**



Limi e limi sabbiosi

Limi e limi sabbiosi, talora argillosi, con contenuto in sabbia variabile (da sabbiosi a con sabbia), con sottili livelli e lenti di sabbie generalmente a granulometria fina.

Parametri caratteristici

- peso di volume $\gamma = 1950 \text{ Kg/m}^3$
- angolo di attrito interno $\phi' = 27^\circ$
- coesione $C' = 0,170 \text{ Kg/cm}^2$

La presenza della falda non è stata presa in considerazione in quanto genererebbe un'azione di fatto auto equilibrata tra esterno e interno del tombino in quanto l'opera è inserita in un sistema di collettori e canali non impermeabili.

Il terreno spingente è costituito da materiale idoneo per la costruzione del rilevato, caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 35,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

6 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

6.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

L'area oggetto del presente intervento ricade all'interno del territorio del Comune di Casalpusterlengo sito nella provincia di Lodi.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
 9,6501

LATITUDINE
 45,1778

Ricerca per comune

REGIONE
 Lombardia

PROVINCIA
 Lodi

COMUNE
 Casalpusterlengo

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

6.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

In riferimento al D.M. 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", le opere sono progettate (in funzione dell'importanza strategica dell'infrastruttura) secondo i seguenti parametri:

- Vita Nominale dell'opera: **50 anni**

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

- Classe d'uso dell'opera: **IV**

2.4.2 CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- Coefficiente di utilizzo dell'opera: **2,0**

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

- Vita di riferimento dell'opera: **100 anni**

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Qui di seguito si riporta la sintesi delle scelte progettuali adottati con i tempi di ritorno dell'azione sismica identificati in funzione del singolo stato limite.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie (TR [anni])	Strategia scelta (TR [anni])
SLO	60	60
SLD	101	101
SLV	~100	949
SLC	~100	1950

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

.....■..... Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

6.3 PARAMETRI DI CALCOLO

6.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

Nella tabella successiva sono riportati i parametri numerici sismici per i periodi di ritorno associati ai diversi Stati Limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,038	2,576	0,228
SLD	101	0,046	2,541	0,257
SLV	949	0,100	2,549	0,298
SLC	1950	0,126	2,536	0,306

6.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Ai sensi di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nei Profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo il terreno di fondazione è classificato simicamente come di **categoria C**.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

6.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Considerando che il territorio si presenta essenzialmente pianeggiante e privo di significati salti di quota la categoria topografica del sito è stata assunta pari a **categoria T1**.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

6.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

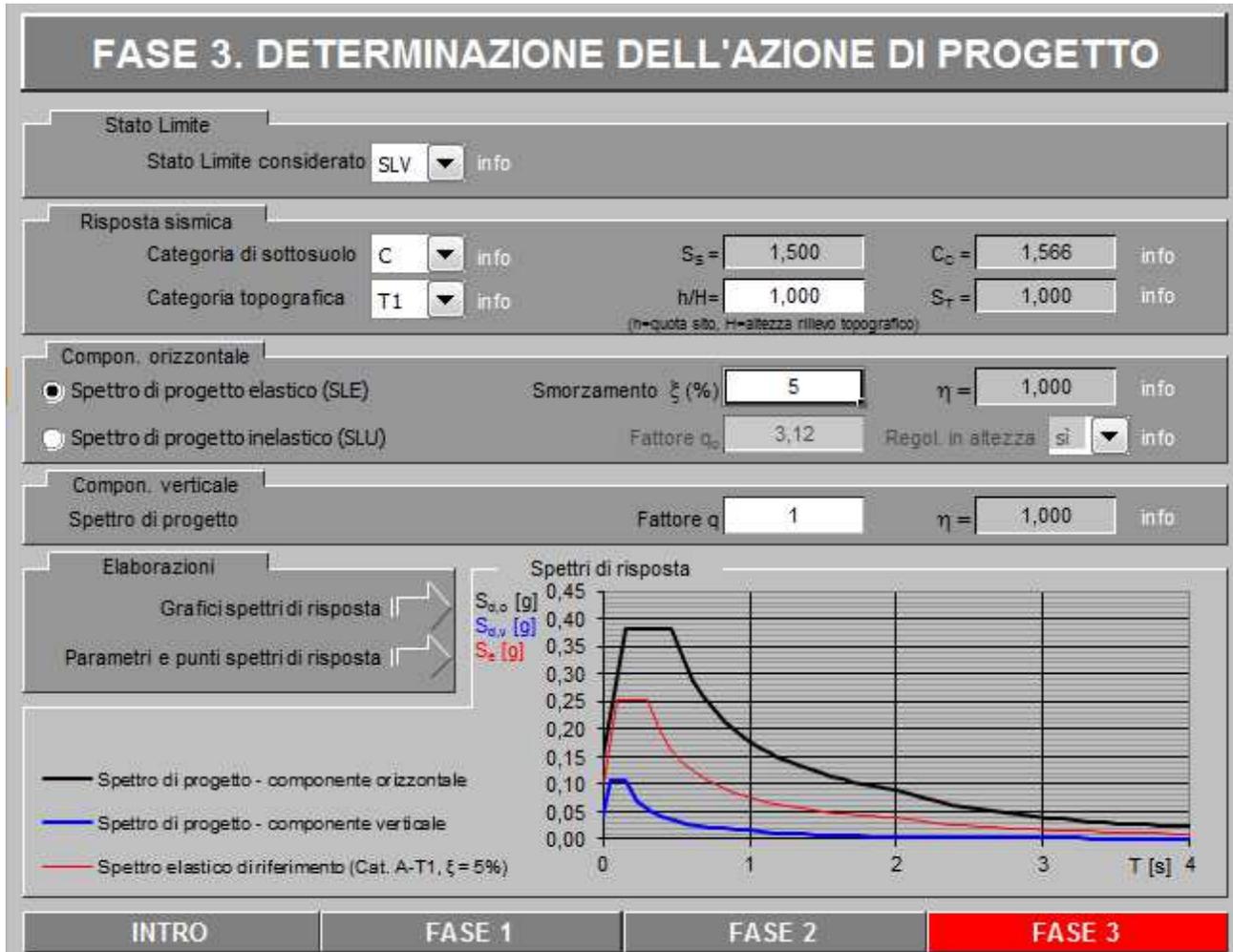
A favore di sicurezza e visto il fatto che le opere in esame sono opere interrato, il calcolo e le verifiche sono state effettuate in campo elastico.

Il fattore di struttura è stato pertanto posto pari a $q = 1,00$.

Lo spettro di progetto adottato sarà pertanto identico allo spettro elastico.

6.3.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

Nell'immagine successiva è riportata la determinazione dei parametri dello spettro di risposta valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):



Nella tabella successiva sono riportati analiticamente i parametri sismici ed i valori delle accelerazioni normalizzate in funzione del periodo di vibrazione:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,100 g
F_o	2,549
T_c	0,298 s
S_s	1,500
C_c	1,566
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,155 s
T_C	0,466 s
T_D	1,999 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (S + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

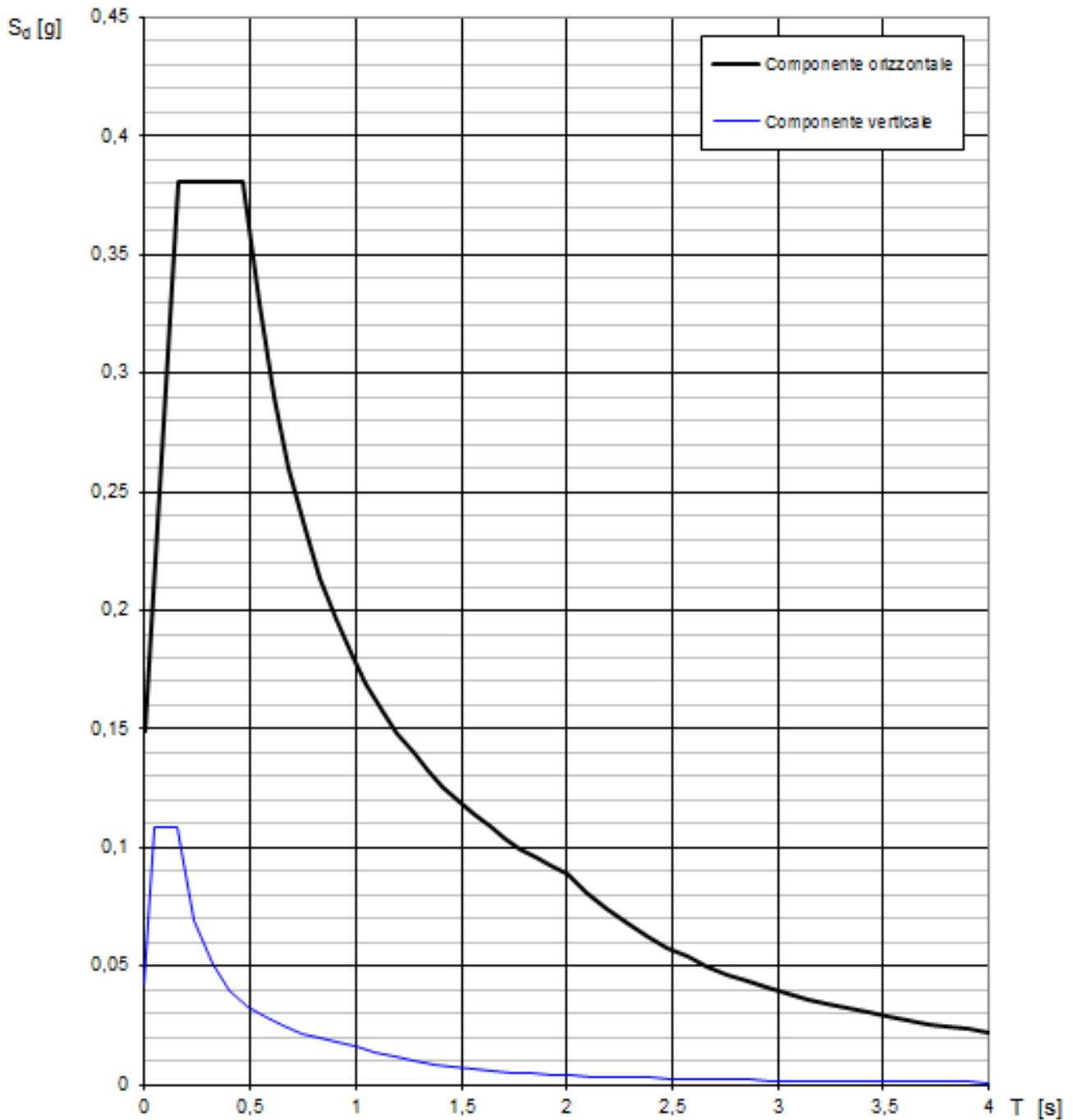
Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,149
T_B ←	0,155	0,381
T_C ←	0,466	0,381
	0,539	0,329
	0,612	0,290
	0,685	0,259
	0,758	0,234
	0,831	0,214
	0,904	0,197
	0,977	0,182
	1,050	0,169
	1,123	0,158
	1,196	0,149
	1,269	0,140
	1,342	0,132
	1,415	0,126
	1,488	0,119
	1,561	0,114
	1,634	0,109
	1,707	0,104
	1,780	0,100
	1,853	0,096
	1,926	0,092
T_D ←	1,999	0,089
	2,094	0,081
	2,189	0,074
	2,284	0,068
	2,380	0,063
	2,475	0,058
	2,570	0,054
	2,666	0,050
	2,761	0,047
	2,856	0,044
	2,952	0,041
	3,047	0,038
	3,142	0,036
	3,238	0,034
	3,333	0,032
	3,428	0,030
	3,523	0,029
	3,619	0,027
	3,714	0,026
	3,809	0,024
	3,905	0,023
	4,000	0,022

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Nell'immagine successiva è riportato il diagramma dello spettro di risposta per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

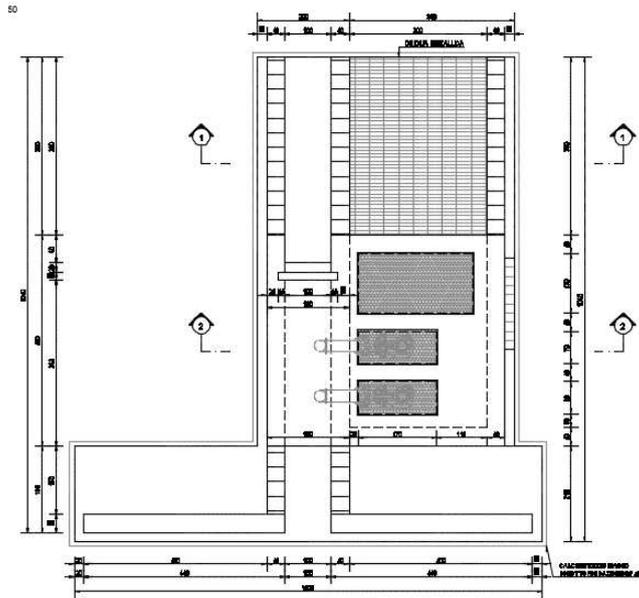
7 IL MODELLI DI CALCOLO

7.1 DESCRIZIONE DEI MODELLI DI CALCOLO

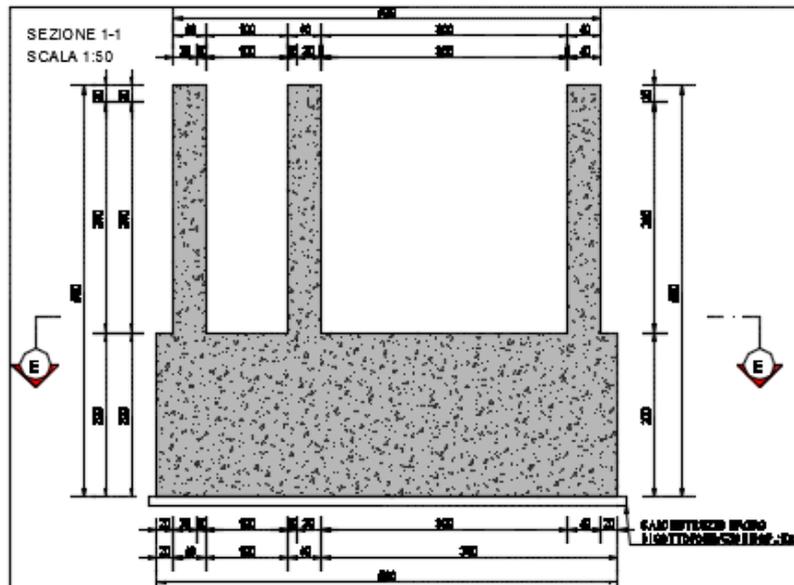
Per la determinazione delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali è stato pertanto realizzato un apposito modello di calcolo bidimensionale agli elementi finiti mediante il software SAP2000 v.15.1 (Computers & Structures, Inc).

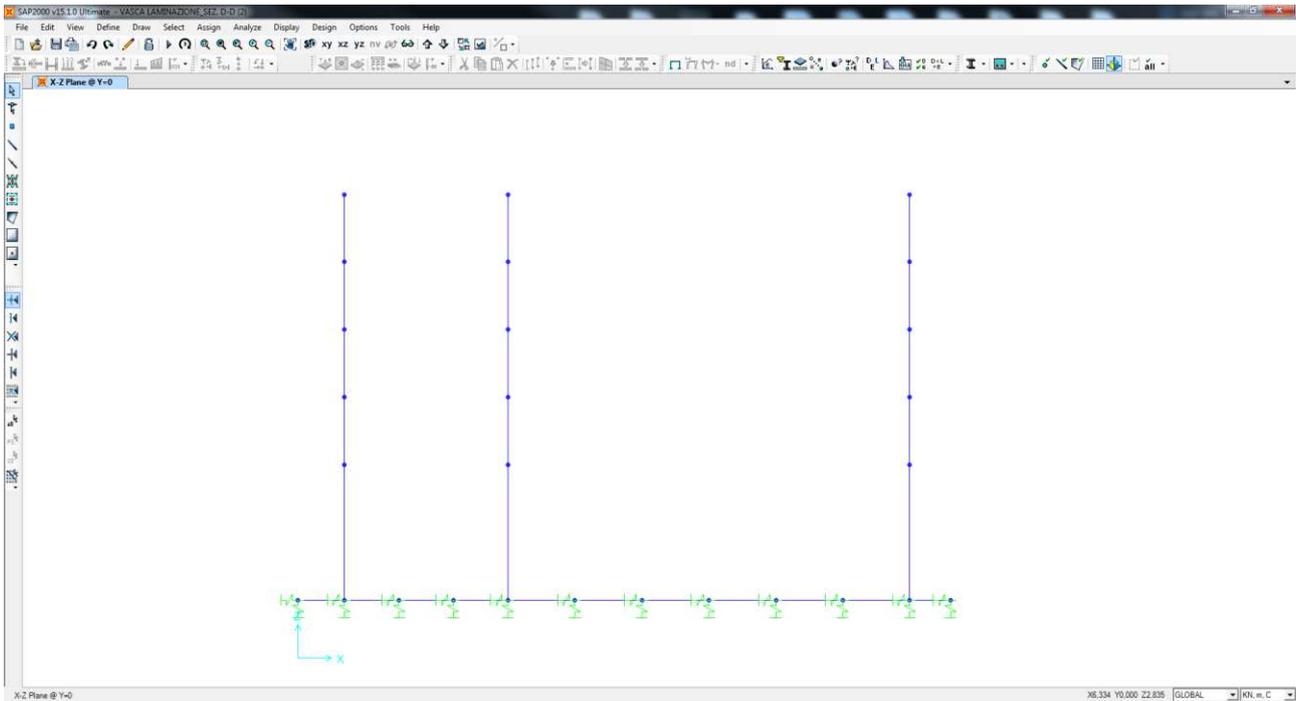
Gli elementi strutturali sono stato modellati mediante elementi monodimensionali tipo "beam". In corrispondenza dei nodi ritto – fondazione e ritto – soletta superiore è stato applicato un apposito offset a rigidezza infinita.

Si considerano ai fini del calcolo dell'opera in esame due differenti sezioni:

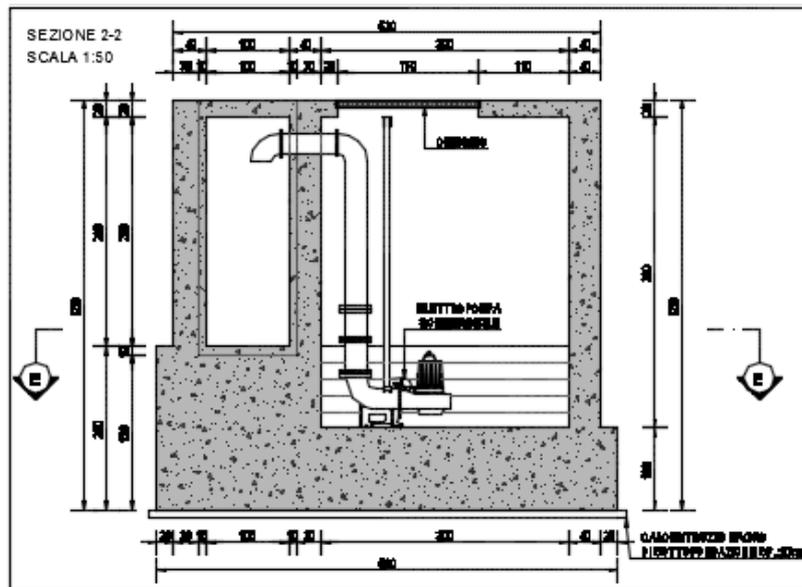


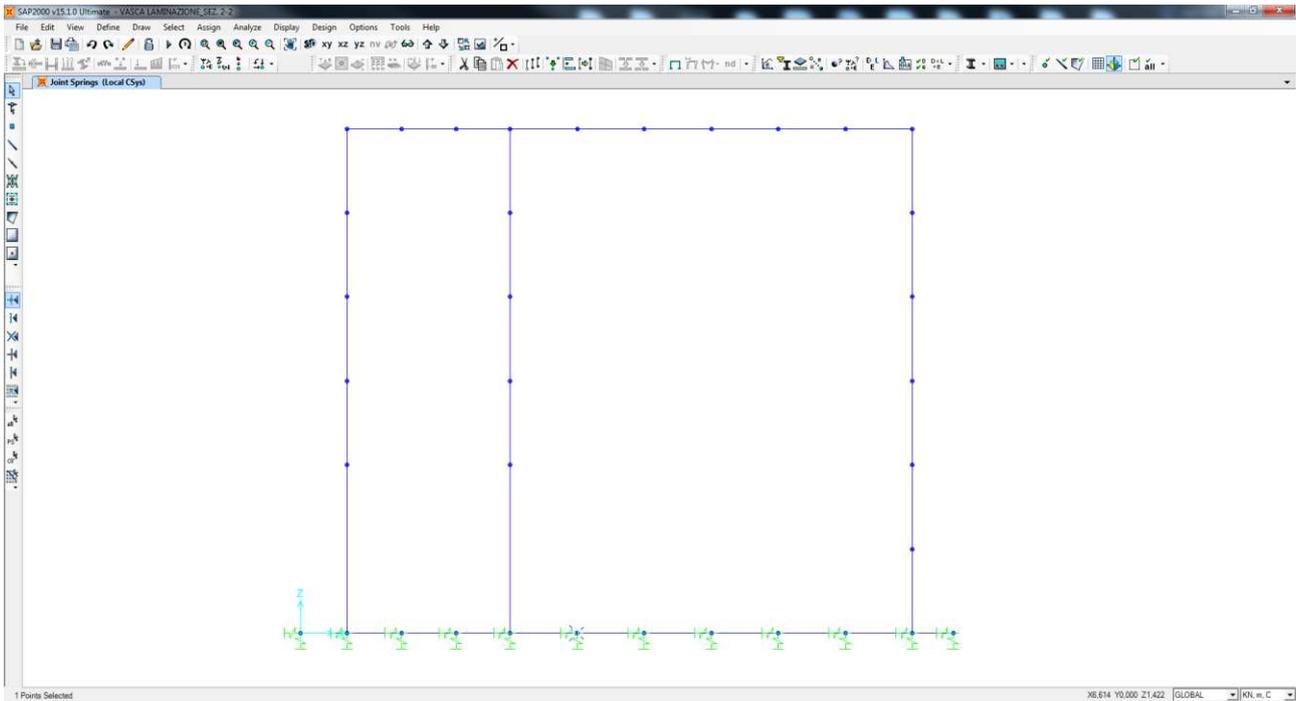
Sezione 1-1: assenza di soletta di copertura





Sezione 2-2: presenza di soletta di copertura



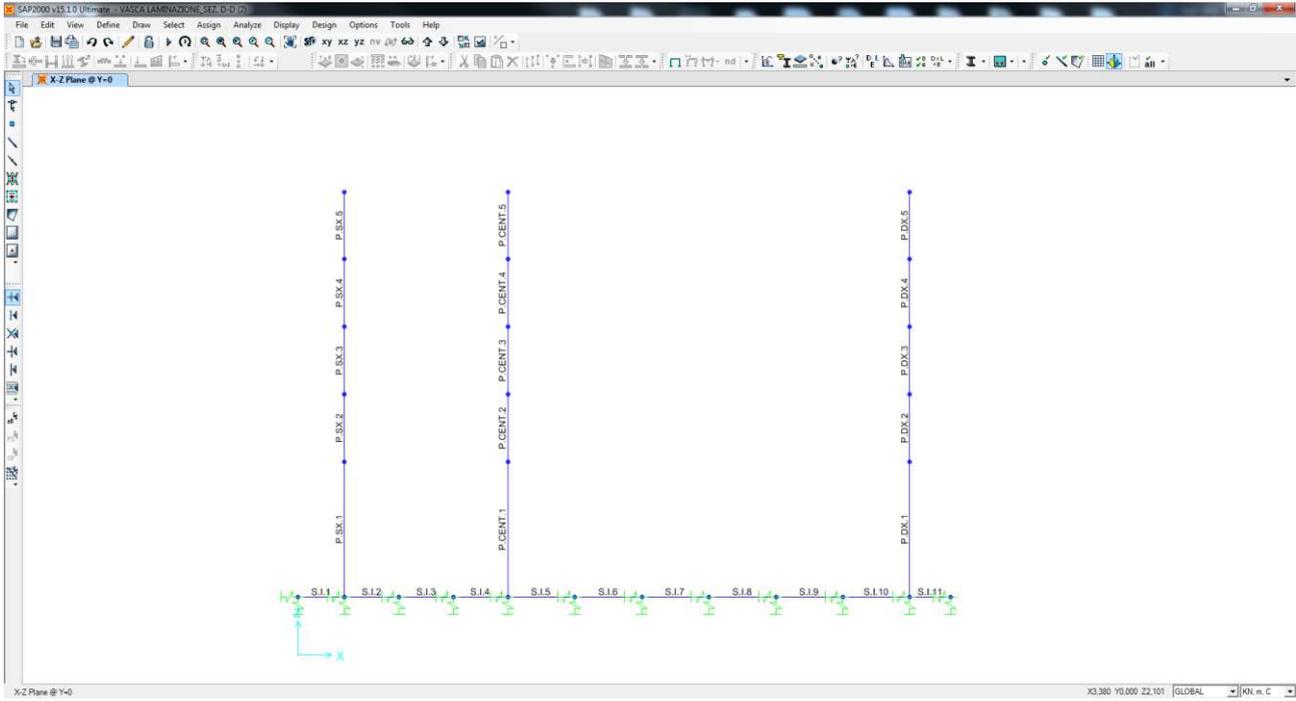


L'interazione terreno – struttura è schematizzata mediante apposite molle di opportuna rigidezza. In particolare, in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno, è stata considerata una schematizzazione alla Winkler considerando un coefficiente di sottofondo verticale $k_s = 10.000,00 \text{ kN/m}^3$. Il coefficiente di sottofondo orizzontale è stato assunto pari al 50% del coefficiente di sottofondo verticale.

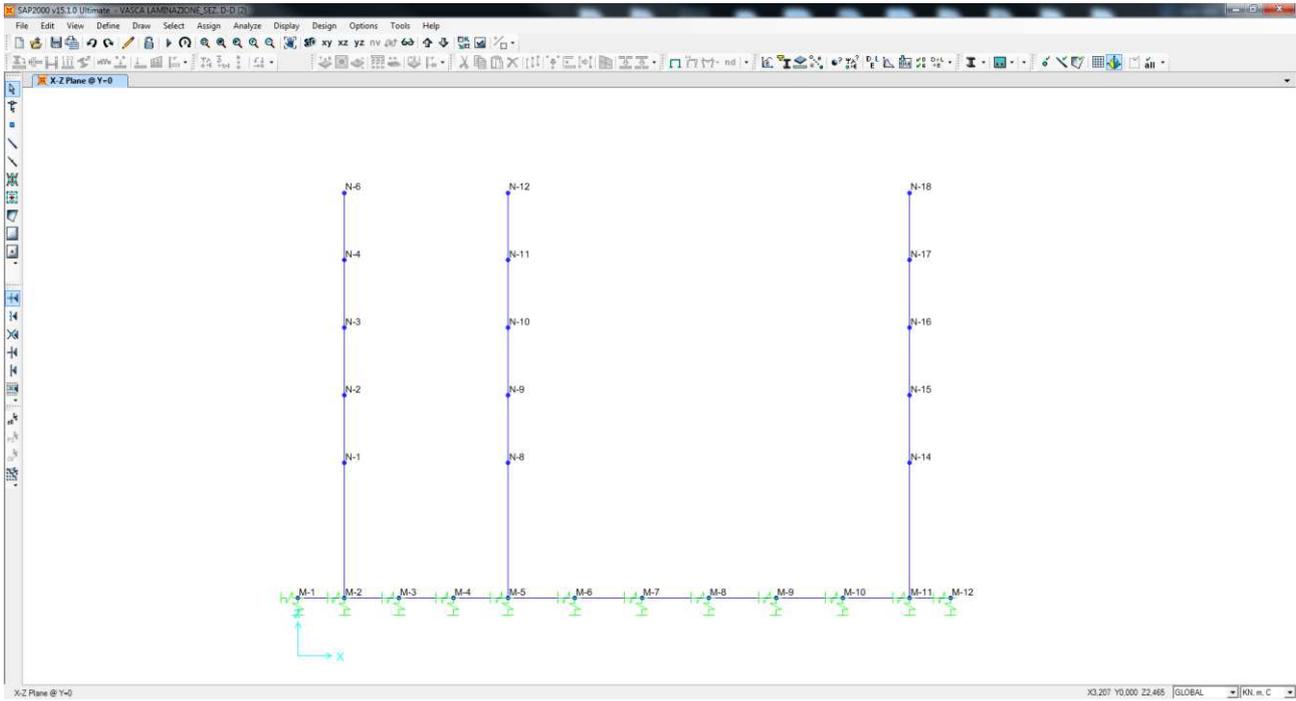
7.2 IDENTIFICAZIONE DEGLI ELEMENTI E DEI NODI DEL MODELLO DI CALCOLO

Sezione 1-1

Nell'immagine successiva è riportata l'identificazione dei differenti elementi strutturali:

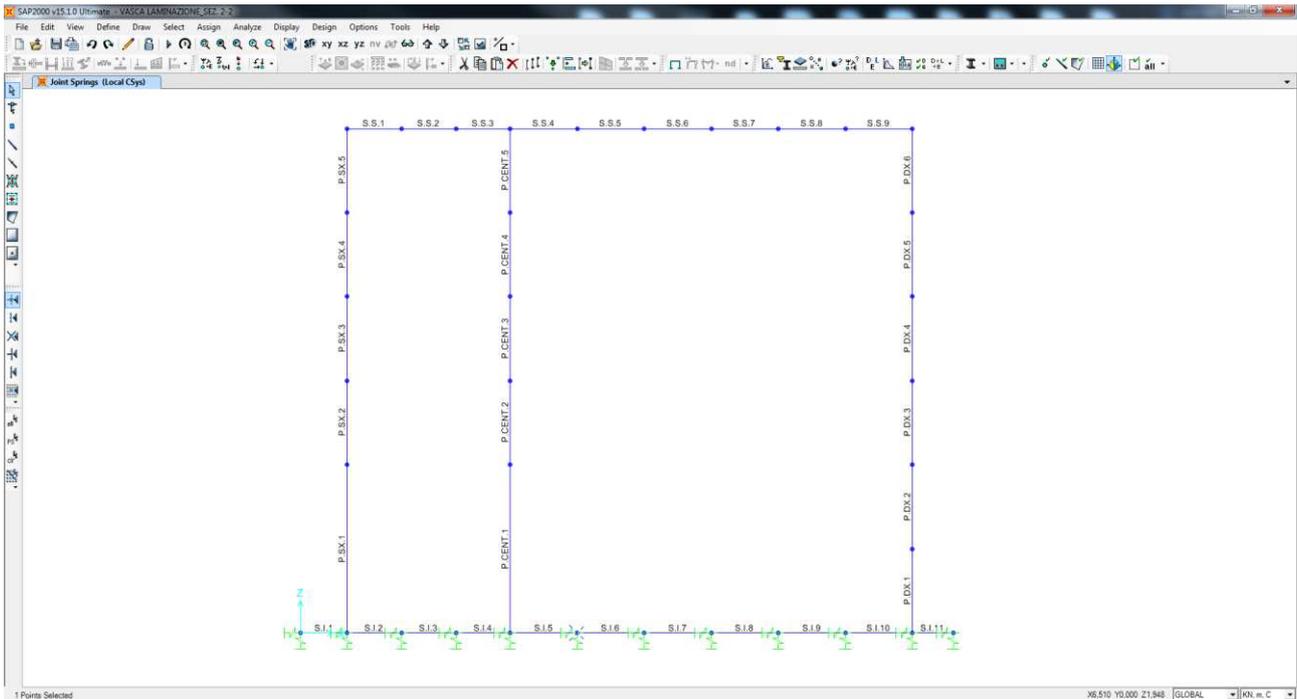


Nell'immagine successiva è riportata la numerazione dei nodi:

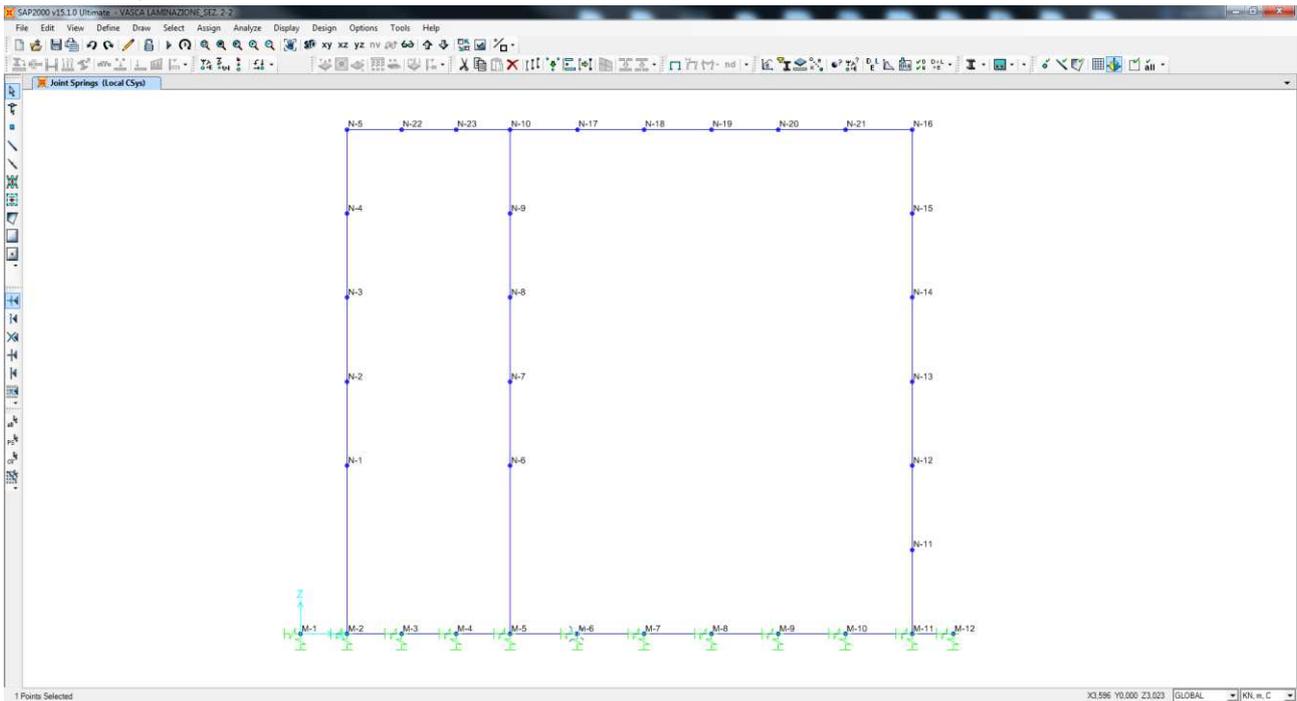


Sezione 2-2

Nell'immagine successiva è riportata l'identificazione dei differenti elementi strutturali:



Nell'immagine successiva è riportata la numerazione dei nodi:



8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 SINTESI DELLE DIMENSIONI DELLO SCATOLARE DI CALCOLO

Qui di seguito si riporta la sintesi delle dimensioni degli elementi dello scatolare e del relativo modello:

Sezione 1-1

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	TOM 01 --> REV 01			
	TITOLO:	CARICHI TOMBINO			
	VERSIONE:	REVISIONE N.01 DEL 06/10/2017			
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS			
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI			
DIMENSIONI ELEMENTARI DELLO SCATOLARE		CARATTERISTICHE			
Spessore soletta superiore	sp soletta sup. =	0,00	[cm]		
Altezza piedritti	h piedritti =	300,00	[cm]		
Spessore piedritti	sp piedritti =	40,00	[cm]		
Spessore soletta inferiore	sp soletta inf. =	200,00	[cm]		
Luce interna dello scatolare	Luce interna =	440,00	[cm]		
DIMENSIONI BEAM		CARATTERISTICHE			
Altezza beam piedritti	h beam piedritti =	400,00	[cm]		
Larghezza beam soletta	L beam solette =	480,00	[cm]		

Sezione 2-2

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	TOM 01 --> REV 01			
	TITOLO:	CARICHI TOMBINO			
	VERSIONE:	REVISIONE N.01 DEL 06/10/2017			
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS			
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI			
DIMENSIONI ELEMENTARI DELLO SCATOLARE		CARATTERISTICHE			
Spessore soletta superiore	sp soletta sup. =	30,00	[cm]		
Altezza piedritti	h piedritti =	370,00	[cm]		
Spessore piedritti	sp piedritti =	40,00	[cm]		
Spessore soletta inferiore	sp soletta inf. =	100,00	[cm]		
Luce interna dello scatolare	Luce interna =	440,00	[cm]		
DIMENSIONI BEAM		CARATTERISTICHE			
Altezza beam piedritti	h beam piedritti =	435,00	[cm]		
Larghezza beam soletta	L beam solette =	480,00	[cm]		

8.2 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

8.2.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

Il peso proprio degli elementi strutturali è assegnato automaticamente dal software di calcolo agli elementi finiti sulla base delle caratteristiche geometriche e delle caratteristiche dei materiali assegnate ai singoli elementi (beam e/o shell).

Tale carico nel modello è definitivo come "g1"

8.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

8.3.1 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI A TERGO DELLE PARETI VERTICALI

La spinta del terreno sulle pareti laterali dell'opera è stata calcolata mediante la seguente relazione:

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k \cdot H^2$$

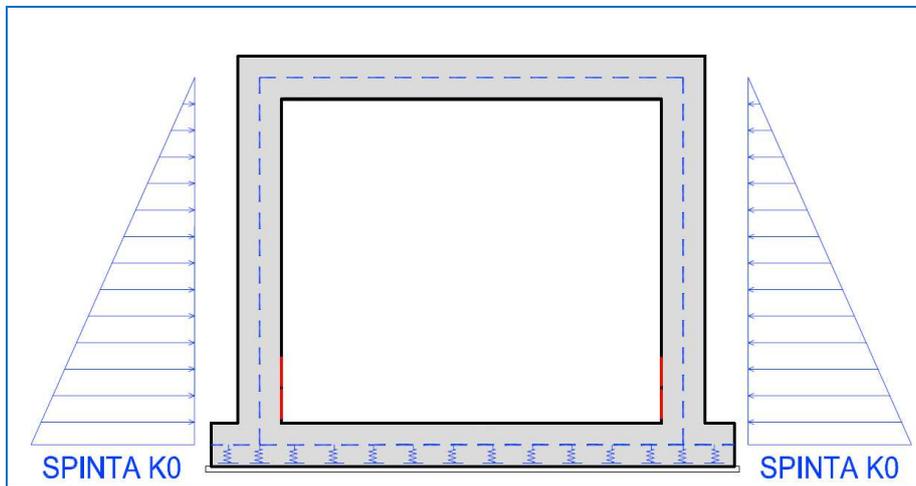
dove:

- γ è il peso per unità di volume del terreno
- k è il coefficiente di spinta del terreno
- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno

Per la valutazione della spinta dei terreni sulle pareti verticali è stata considerata la condizione di riposo:

In tale condizione viene assunto per la determinazione della spinta il coefficiente di spinta a riposo k_0 , calcolato mediante la seguente relazione:

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi)$$



	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	TOM 01 --> REV 01				
	TITOLO:	CARICHI TOMBINO				
	VERSIONE:	REVISIONE N.01 DEL 06/10/2017				
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS				
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI				
TIPO DI CARICO		CARATTERISTICHE			VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO	
Angolo di attrito terreno	$\varphi =$	35,00	[°]			
Peso del terreno	$\gamma =$	20,00	[kN/mc]			
Coesione del terreno	$c' =$	0,00	[MPa]			
Coefficiente di spinta di riposo				$k_0 =$	0,426	[-----]

In particolare nel caso specifico i valori massimi del carico triangolare, riferiti ad ambedue le condizioni di carico, sono di seguito calcolate.

Sezione 1-1

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	TOM 01 --> REV 01				
	TITOLO:	CARICHI TOMBINO				
	VERSIONE:	REVISIONE N.01 DEL 06/10/2017				
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS				
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI				
TIPO DI CARICO		CARATTERISTICHE			VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO	
H totale (H di modello)	$h_{\text{beam piedritti}} =$	4,00	[m]			
Spinta al piede dell'elemento beam in condizioni di k_0	k_0	0,426	[-----]	$g_4 / g_5 (k_0) =$	34,08	[kN/mq]

Sezione 2-2

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	TOM 01 --> REV 01				
	TITOLO:	CARICHI TOMBINO				
	VERSIONE:	REVISIONE N.01 DEL 06/10/2017				
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS				
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI				
TIPO DI CARICO		CARATTERISTICHE			VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO	
H totale (H di modello)	$h_{\text{beam piedritti}} =$	4,35	[m]			
Spinta al piede dell'elemento beam in condizioni di k_0	k_0	0,426	[-----]	$g_4 / g_5 (k_0) =$	37,06	[kN/mq]

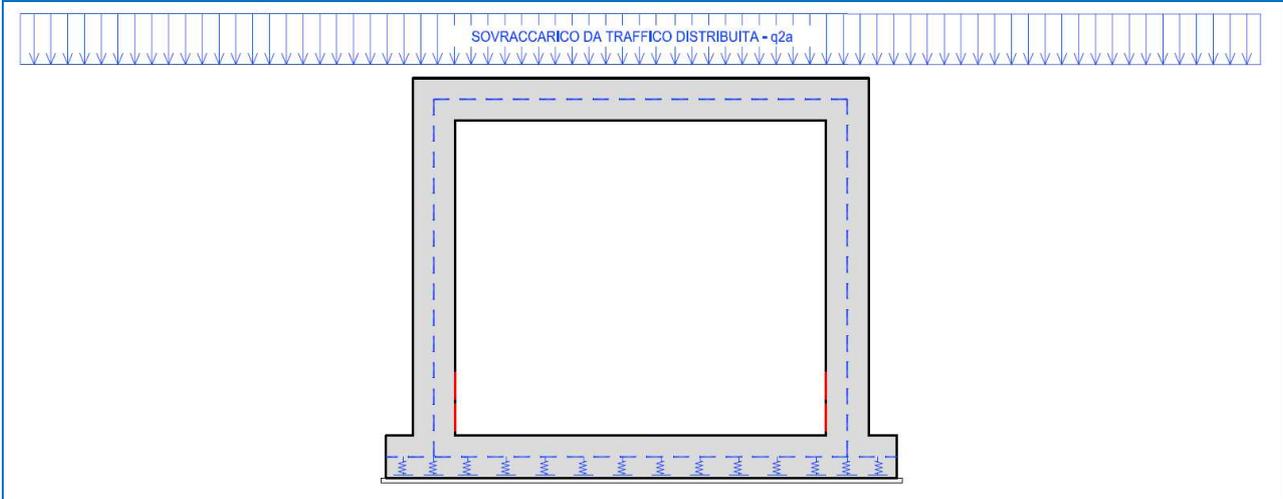
Si rappresenta che tale carico è calcolato con riferimento alle dimensioni di modello (elementi beam) trascurando il contributo del semi-spessore della soletta inferiore mentre quello della soletta superiore (ove presente) è stato tenuto in conto nel calcolo della sovra-spinta (vedi paragrafo seguente).

Tali carichi nel modello sono definiti come "g2" e "g3".

8.4 CARICHI ACCIDENTALI

8.4.1 CARICHI ACCIDENTALI DA TRAFFICO AGENTI SULLA SOLETTA DI COPERTURA

Il carico accidentale da traffico agente sulla soletta di copertura è stato considerato pari a 20 kN/mq applicato secondo la seguente disposizione:



Tale carico nel modello è definito come “q4”.

8.4.2 SPINTA LATERALE DOVUTA AI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

La spinta dovuta ai sovraccarichi accidentali viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_{cq} = q \cdot k \cdot H$$

dove:

- q è l'entità del sovraccarico accidentale agente (peso dei mezzi di manutenzione);
- k è il coefficiente di spinta del terreno
- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno

Il coefficiente di spinta è assunto pari a quello delle condizioni a riposo (k0)

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	TOM 01 --> REV 01					
	TITOLO:	CARICHI TOMBINO					
	VERSIONE:	REVISIONE N.01 DEL 06/10/2017					
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS					
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI					
TIPO DI CARICO		CARATTERISTICHE			VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO		
Spinta lungo l'elemento beam del piedritto sinistro in condizioni di k0		q1 =	20,00	[kN/mq]	q1 (k0) =	8,52	[kN/mq]
Spinta lungo l'elemento beam del piedritto destro in condizioni di k0		q2 =	20,00	[kN/mq]	q2(k0) =	8,52	[kN/mq]

8.4.3 CARICHI ACCIDENTALI AGENTI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Per la vasca in esame i carichi accidentali che possono gravare sulla fondazione sono rappresentati:

- dal carico idraulico;

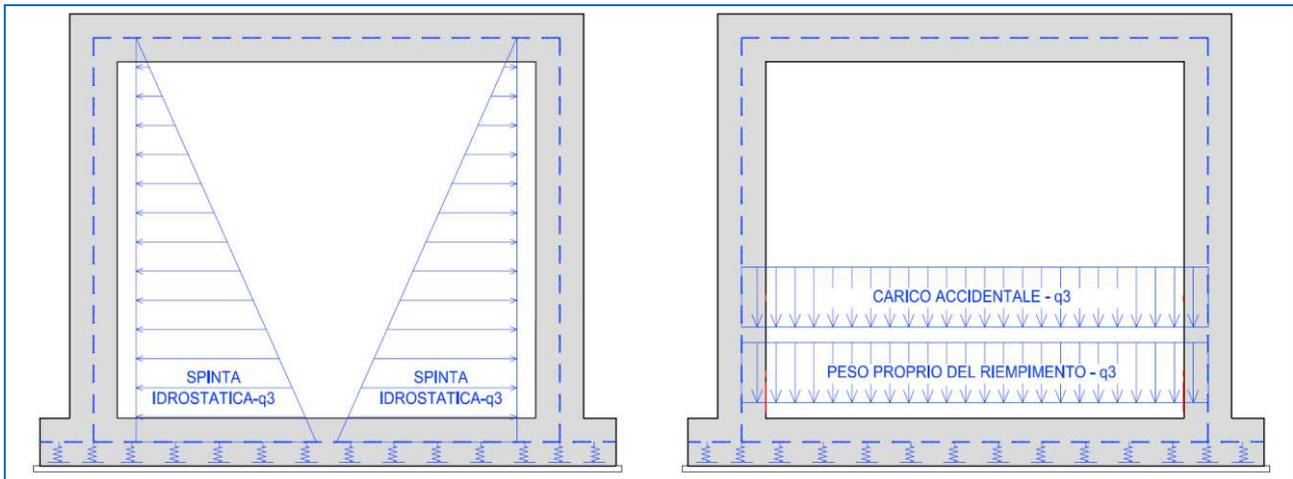
A favore di sicurezza si è stata considerata la vasca riempita di acqua per un'altezza di 2,00m avendo considerato un peso per unità di volume pari a $\gamma_{acqua}=10,00\text{kN/m}^3$.

Ovviamente l'eventuale presenza di acqua all'interno del tombino genera altresì una spinta laterale contro le pareti dovuta alla pressione dell'acqua la quale contrasta la spinta delle terre.

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	TOM 01 --> REV 01					
	TITOLO:	CARICHI TOMBINO					
	VERSIONE:	REVISIONE N.01 DEL 06/10/2017					
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS					
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI					
TIPO DI CARICO		CARATTERISTICHE			VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO		
Altezza interna scatolare	$h_{riempimento\ acqua} =$	2,00	[m]	$\gamma_{acqua} =$	10,00	[kN/m ³]	
Peso per unità di volume dell'acqua	$\gamma_{acqua} =$	10,00	[kN/m ³]				
Carico accidentale agente sulla zattera di fondazione				$q3_{verticale\ acqua} =$	20,00	[kN/mq]	
Valore massimo della spinta triangolare agente sui piedritti	$k =$	1,000	[-----]	$q3_{max\ orizzontale} =$	20,00	[kN/mq]	

Tale carico nel modello è definito come "q3".

Qui si seguito si riporta la schematizzazione grafica di come tale carico sia applicato alla struttura e quindi al modello di calcolo.



AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6. e conformemente alle previsioni di cui al punto 5.1.3.6 della norma vigente. In particolare conformemente a questo ultimo paragrafo (5.1.3.6), trattandosi di un'opera secondario ed essendo la stessa inserita in un contesto non urbano ad intenso traffico, all'interno delle masse sismiche non sono stati considerati i carichi da traffico.

8.4.4 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali e del terreno sovrastante la struttura di copertura sono state valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h (pari alla PGA) e verticale k_v .

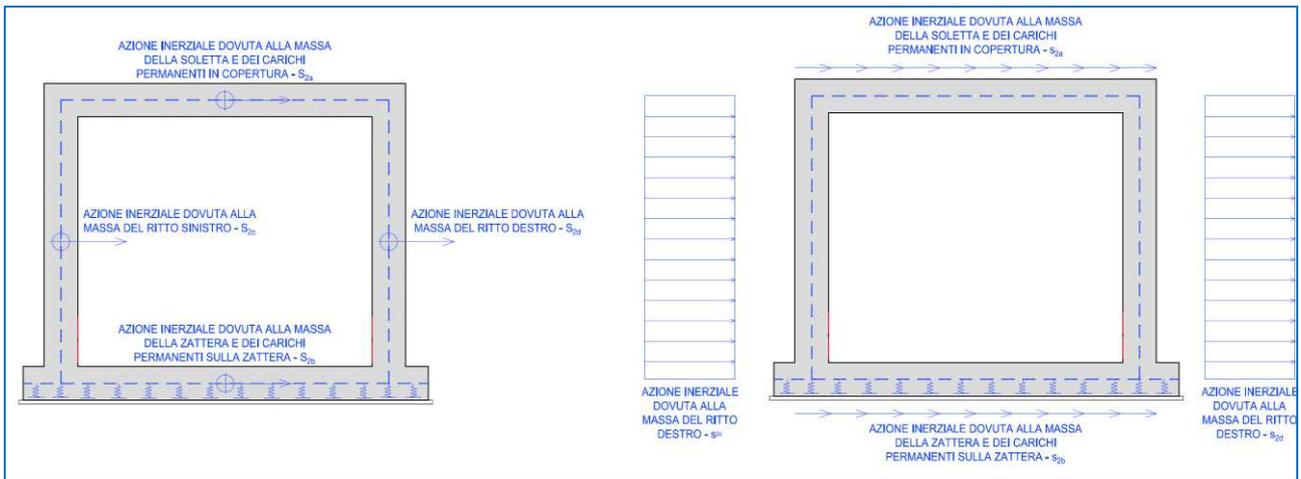
Sezione 1-1

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	TOM 01 --> REV 01					
	TITOLO:	CARICHI TOMBINO					
	VERSIONE:	REVISIONE N.01 DEL 06/10/2017					
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS					
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI					
TIPO DI CARICO		CARATTERISTICHE			VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO		
Caratteristiche compressive sismiche	ag (PGA) =	0,100	[-----]	$Y_{calcestruzzo} =$	25,00	[kN/mc]	
	$S_s =$	1,50	[-----]	$S_T =$	1,00	[-----]	
	K_h	0,15	[-----]	K_v	0,08	[-----]	
Inerzia ricoprimento	Area ricoprimento	0,00	[mq]	$s_{2,a} =$	0,00	[kN/mq]	
Inerzia sismica soletta superiore	Area soletta superiore	0,00	[mq]				
Inerzia sismica piedritti	Area piedritto	1,20	[mq]	$s_{2,c} s_{2,d} s_{2,e} =$	1,13	[kN/mq]	
Inerzia sismica soletta inferiore	Area soletta inferiore	11,60	[mq]	$s_{2,b} =$	9,06	[kN/mq]	

Sezione 2-2

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	TOM 01 --> REV 01					
	TITOLO:	CARICHI TOMBINO					
	VERSIONE:	REVISIONE N.01 DEL 06/10/2017					
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS					
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI					
TIPO DI CARICO		CARATTERISTICHE			VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO		
Caratteristiche compressive sismiche	ag (PGA) =	0,100	[-----]	$Y_{calcestruzzo} =$	25,00	[kN/mc]	
	$S_s =$	1,50	[-----]	$S_T =$	1,00	[-----]	
	K_h	0,15	[-----]	K_v	0,08	[-----]	
Inerzia ricoprimento	Area ricoprimento	0,00	[mq]	$s_{2,a} =$	1,22	[kN/mq]	
Inerzia sismica soletta superiore	Area soletta superiore	1,56	[mq]				
Inerzia sismica piedritti	Area piedritto	1,48	[mq]	$s_{2,c} s_{2,d} s_{2,e} =$	1,28	[kN/mq]	
Inerzia sismica soletta inferiore	Area soletta inferiore, 1	5,80	[mq]	$s_{2,b} =$	4,53	[kN/mq]	
Inerzia sismica soletta inferiore	Area soletta inferiore, 2	11,60	[mq]	$s_{2,b} =$	9,06	[kN/mq]	

Tali azioni nel modello sono definite come "s2" seguito da un suffisso numerico in funzione dei singoli elementi considerati (soletta piedritti ...). Qui si seguito si riporta la schematizzazione grafica di come tale carico sia applicato alla struttura e quindi al modello di calcolo.



Nota Bene: le azioni inerziali sismiche sono applicate al modello solo in una direzione orizzontale. L'output del modello, in termini di sollecitazioni flettenti e taglianti, è quindi di tipo asimmetrico. L'armatura è ovviamente stata progettata simmetrica e le verifiche sono state condotte con i valori massimi.

8.4.5 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

L'azione di spinta attiva dei terreni in fase sismica (sovraspinta dinamica) viene valutata mediante la relazione di Wood:

$$\Delta P = \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot H^2$$

dove:

- γ è il peso per unità di volume del terreno
- H è l'altezza della struttura soggetta alla spinta del terreno

Sezione 1-1

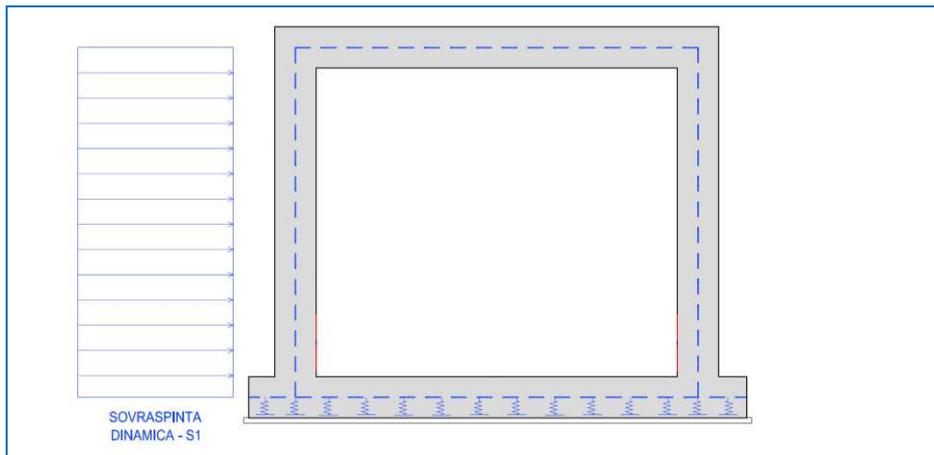
	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	TOM 01 --> REV 01					
	TITOLO:	CARICHI TOMBINO					
	VERSIONE:	REVISIONE N.01 DEL 06/10/2017					
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS					
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI					
TIPO DI CARICO		CARATTERISTICHE			VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO		
Caratteristiche compressive sismiche	ag (PGA) =	0,100	[-----]	$Y_{fintero} =$	20,00	[kN/mc]	
	$S_S =$	1,50	[-----]	$S_T =$	1,00	[-----]	
	Kh	0,15	[-----]	Kv	0,08	[-----]	
Spinta lungo l'elemento beam del piedritto in condizioni di k0 per carico distribuito		H =	3,00	[m]	s1 =	9,00 [kN/mq]	

Sezione 2-2

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	TOM 01 --> REV 01					
	TITOLO:	CARICHI TOMBINO					
	VERSIONE:	REVISIONE N.01 DEL 06/10/2017					
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS					
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI					
TIPO DI CARICO		CARATTERISTICHE			VALORE DI APPLICAZIONE DEL CARICO SUL MODELLO		
Caratteristiche compressive sismiche	ag (PGA) =	0,100	[-----]	$Y_{fintero} =$	20,00	[kN/mc]	
	$S_S =$	1,50	[-----]	$S_T =$	1,00	[-----]	
	Kh	0,15	[-----]	Kv	0,08	[-----]	
Spinta lungo l'elemento beam del piedritto in condizioni di k0 per carico distribuito		H =	4,00	[m]	s1 =	12,00 [kN/mq]	

Tale azioni nel modello è definita come "s1".

Qui si seguito si riporta la schematizzazione grafica di come tale carico sia applicato alla struttura e quindi al modello di calcolo.



Nota Bene: l'azione sismica è applicata ad un solo lato del modello. L'output del modello, in termini di sollecitazioni flettenti e taglianti, è quindi di tipo asimmetrico. L'armatura è ovviamente stata progettata simmetrica e le verifiche sono state condotte con i valori massimi.

9 COMBINAZIONI DI CARICO

9.1 DEFINIZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI E DEI COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE

Nelle tabelle successive sono riportati i carichi elementari introdotti nei modelli di calcolo ed i rispettivi coefficienti di amplificazione (γ) e partecipazione (ψ):

CARICO ELEMENTARE		COEFFICIENTE DI SPINTA	CASI DI ANALISI	γ_{SLU} (sfavorevole)	γ_{SLU} (favorevole)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
g ₁	Peso proprio degli elementi strutturali	-	PP-01	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
g ₂	Spinta laterale del terreno sul ritto sinistro	k ₀	SPT-01	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
g ₃	Spinta laterale del terreno sul ritto destro	k ₀						
q ₁	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul ritto sinistro	k ₀	SPACC-01	1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
q ₂	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul ritto destro	k ₀						
q ₄	Carico accidentale da traffico distribuito sulla copertura	-						
q ₃	Carico accidentale da presenza di acqua sulla zattera	-	ACC-01	1,50	0,00	1,00	1,00	0,00
s ₁	Sovrappinta dinamica dei terreni	-	SISMA	1,00	1,00	-	-	-
s _{2a}	Inerzia sismica orizzontale dovuta alla massa della soletta	-		1,00	1,00	-	-	-
s _{2b}	Inerzia sismica orizzontale dovuta alla massa della zattera	-		1,00	1,00	-	-	-
s _{2c}	Inerzia sismica orizzontale dovuta alla massa del ritto sinistro	-		1,00	1,00	-	-	-
s _{2d}	Inerzia sismica orizzontale dovuta alla massa del ritto centrale	-		1,00	1,00	-	-	-
s _{2e}	Inerzia sismica orizzontale dovuta alla massa del ritto destro	-		1,00	1,00	-	-	-

9.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI QUASI-PERMANENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche quasi permanenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

9.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI FREQUENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche frequenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{1i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori frequenti

9.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI CARATTERISTICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche caratteristiche allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

9.5 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico A1, secondo il D.M. 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", par. 2.6, tabella 2.6.I, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5

9.6 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

In fase sismica è stata ipotizzata un'unica combinazione di carico allo Stato Limite di Salvaguardia ottenuta tramite la relazione generale:

$$F_d = E + \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E rappresenta il carico sismico
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

9.7 RIEPILOGO DELLE COMBINAZIONI DI CARICO

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO								
CASI DI ANALISI	SLE - QP.1	SLE - FR.1	SLE - FR.2	SLE - FR.3	SLE - CAR.1	SLE - CAR.2	SLE - CAR.3	SLE - CAR.4
	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ	ψ
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPACC-01	0,00	0,75	0,75	0,00	0,75	1,00	0,75	1,00
ACC-01	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00
SISMA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO				
CASI DI ANALISI	SLU - STR.1	SLU - STR.2	SLU - STR.3	SLU - STR.4
	$\gamma \cdot \psi$	$\gamma \cdot \psi$	$\gamma \cdot \psi$	$\gamma \cdot \psi$
PP-01	1,35	1,35	1,35	1,35
SPT-01	1,35	1,35	1,35	1,35
SPACC-01	1,35	1,35	1,01	1,01
ACC-01	1,50	0,00	1,50	0,00
SISMA	0,00	0,00	0,00	0,00

COMBINAZIONI SISMICHE	
CASI DI ANALISI	SISMA.1
	ψ
PP-01	1,00
SPT-01	1,00
SPACC-01	0,00
ACC-01	0,00
SISMA	1,00

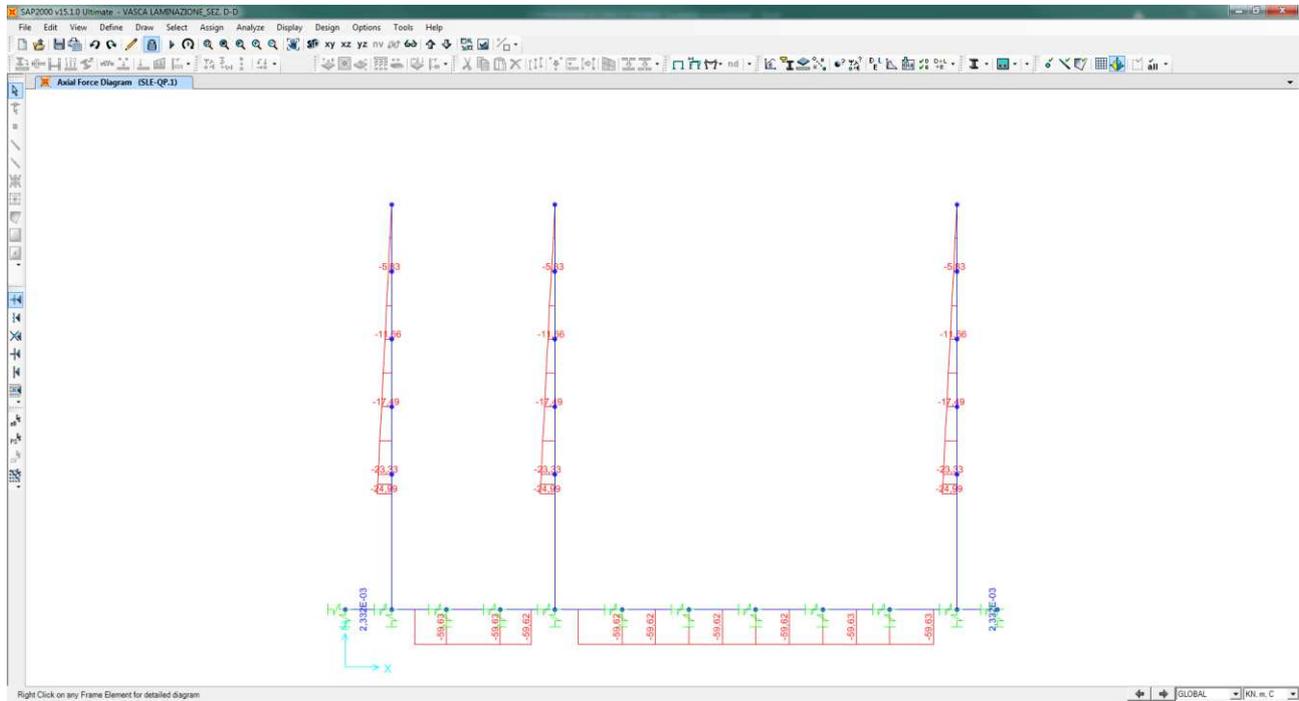
10 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Nei paragrafi successivi sono riportati i diagrammi delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali per le diverse combinazioni di carico considerate.

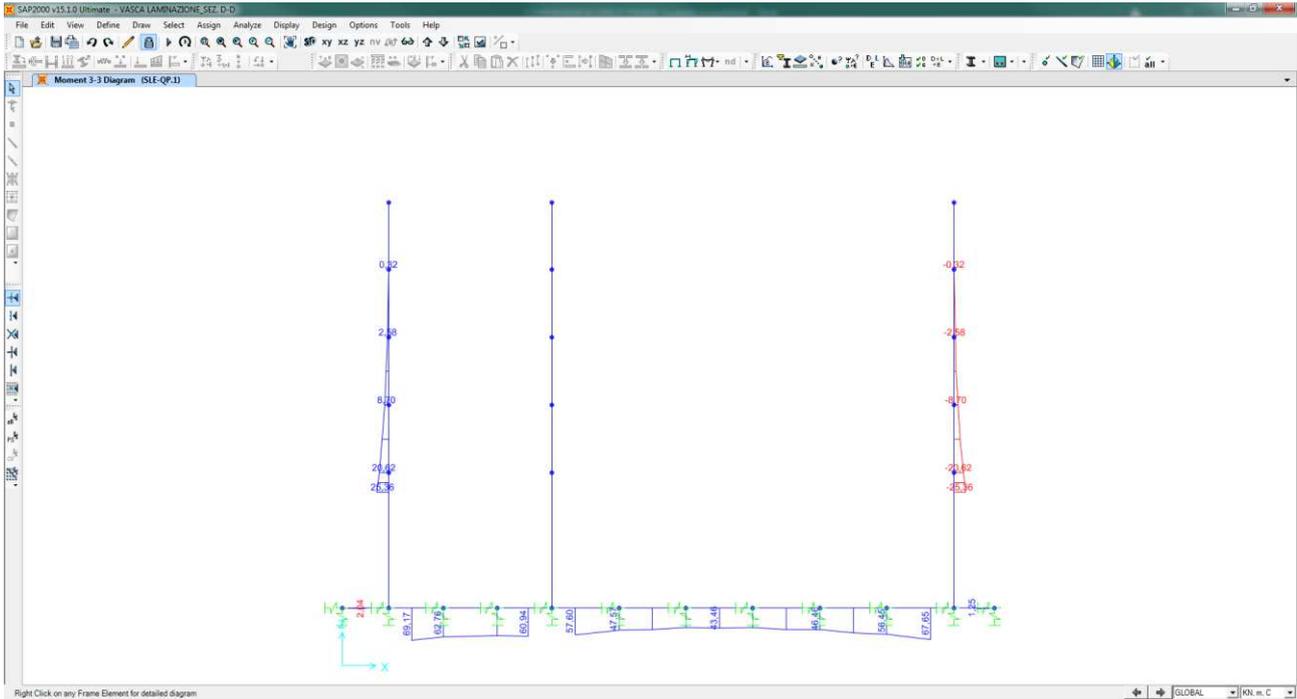
10.1 SEZIONE 1-1

10.1.1 COMBINAZIONI SLE – QUASI PERMANENTI

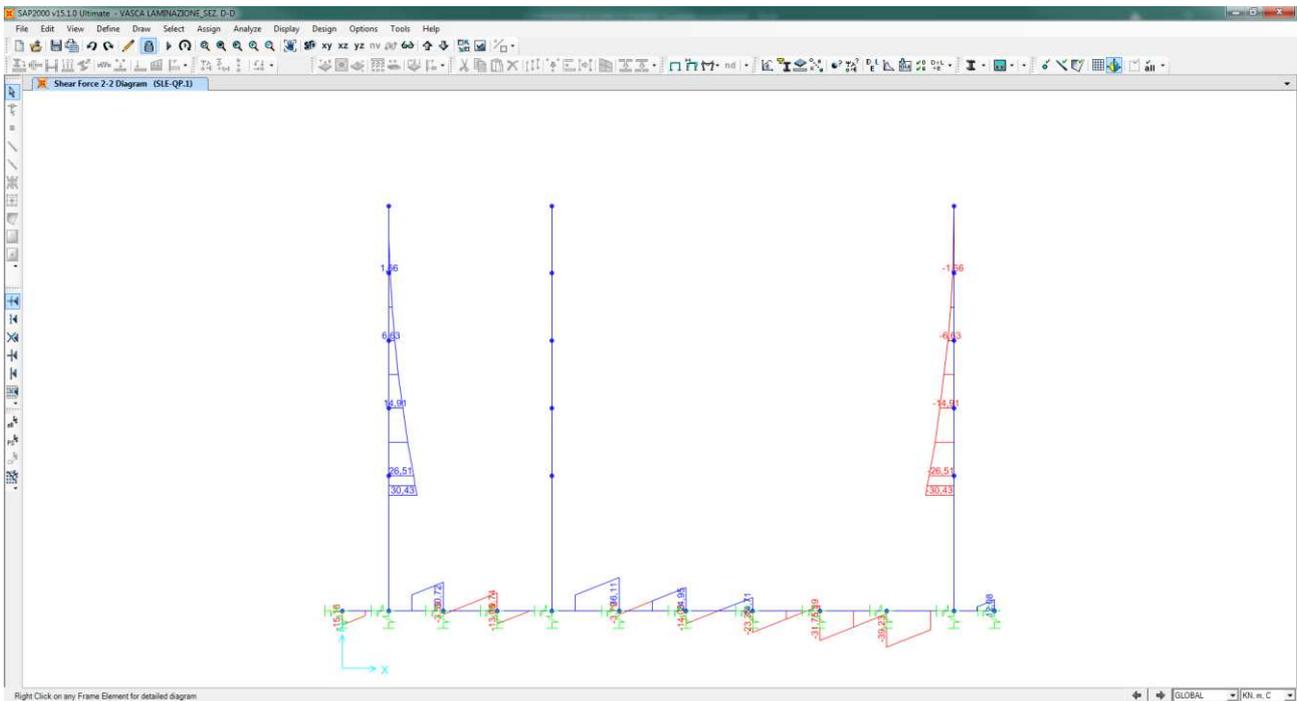
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involucro delle combinazioni di carico allo SLE – Quasi Permanenti:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Quasi Permanenti:

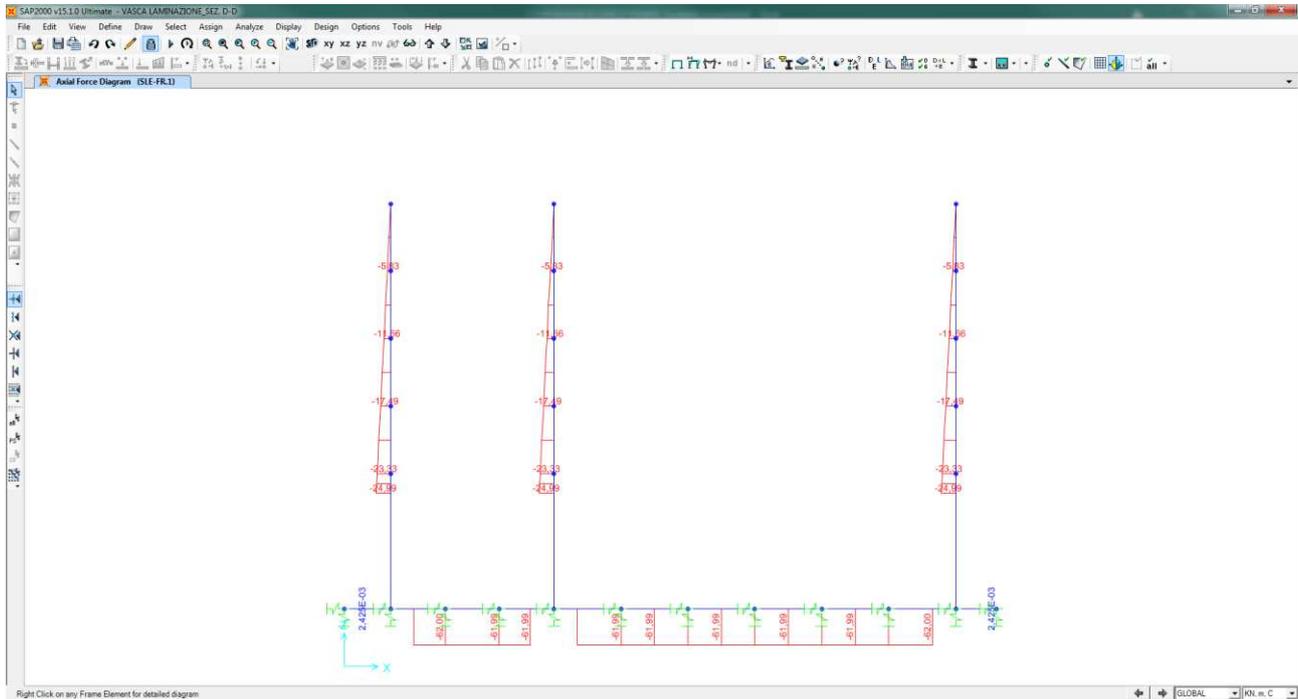


Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'azione tagliante per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Quasi Permanenti:

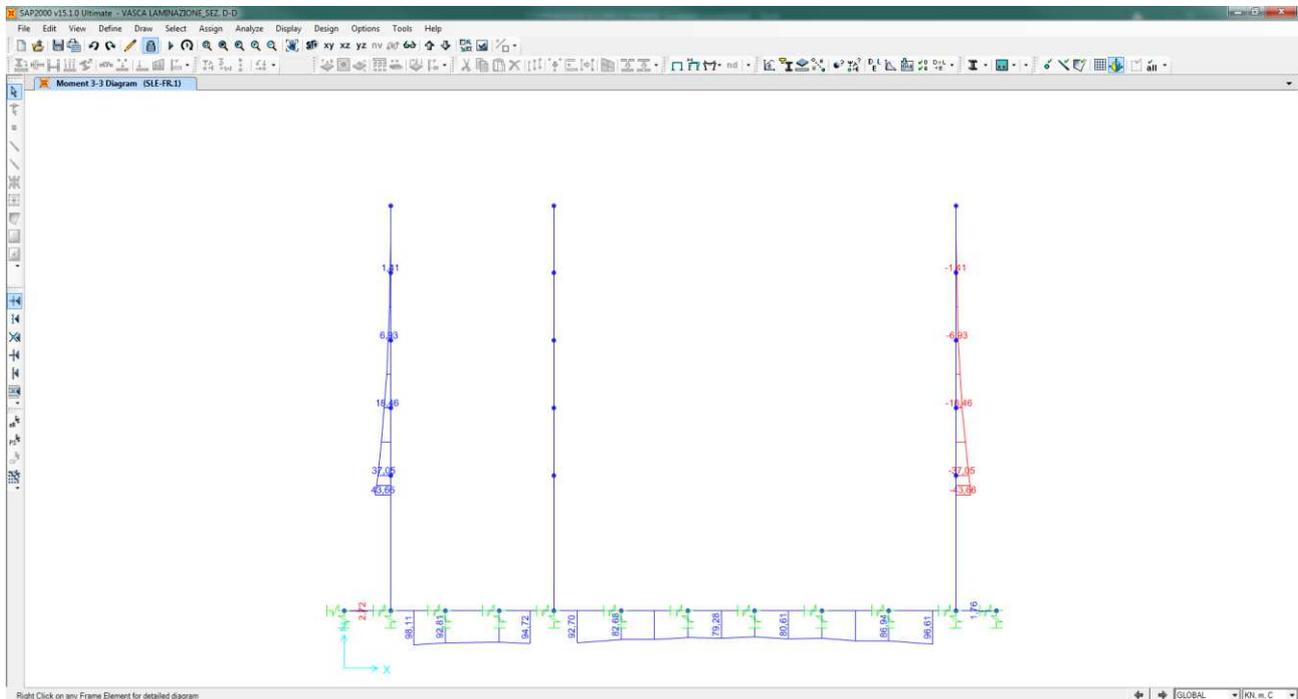


10.1.2 COMBINAZIONI SLE – FREQUENTI

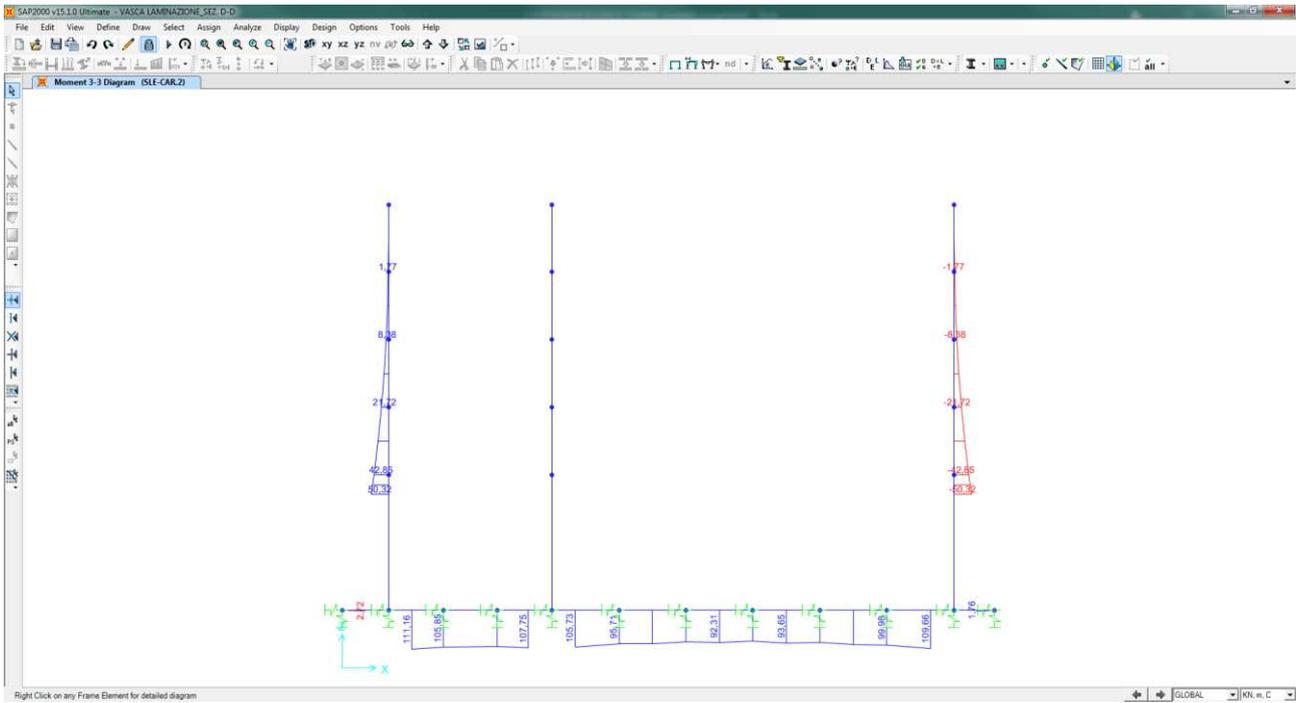
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Frequenti:



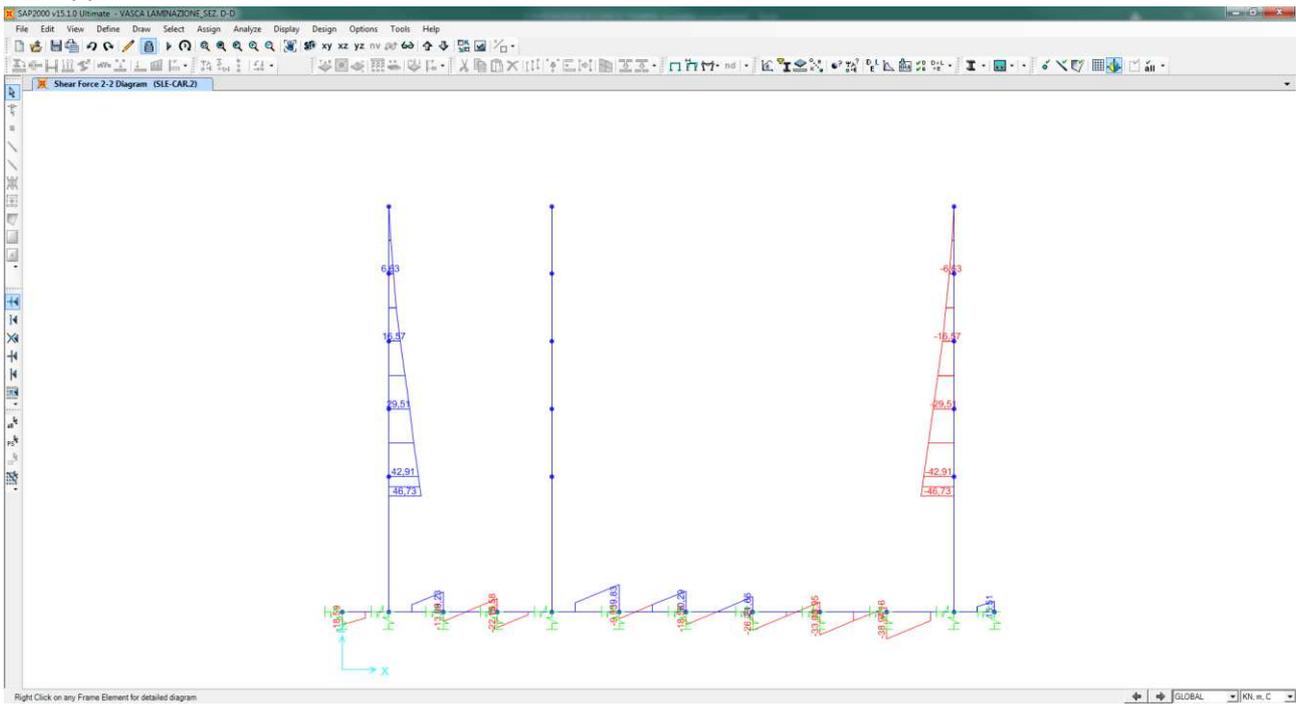
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Frequenti:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'azione tagliante per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Frequenti:

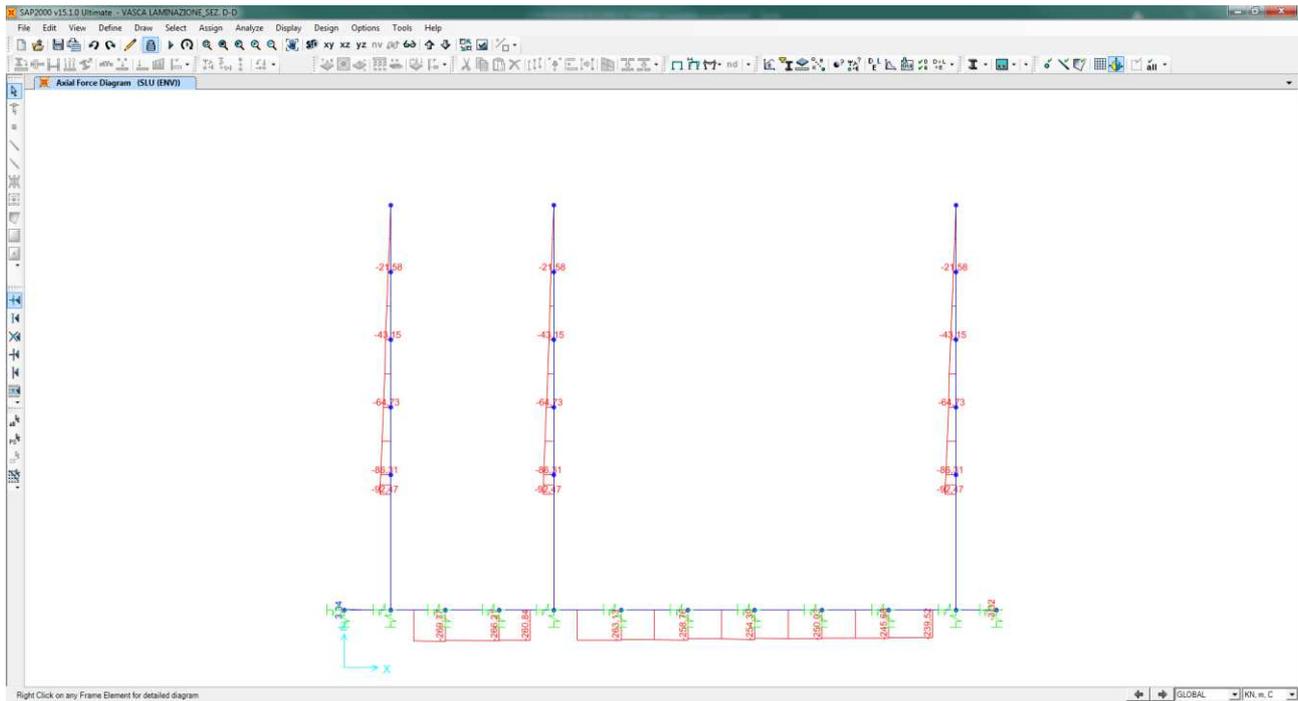


Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'azione tagliante per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo SLE – Caratteristiche:

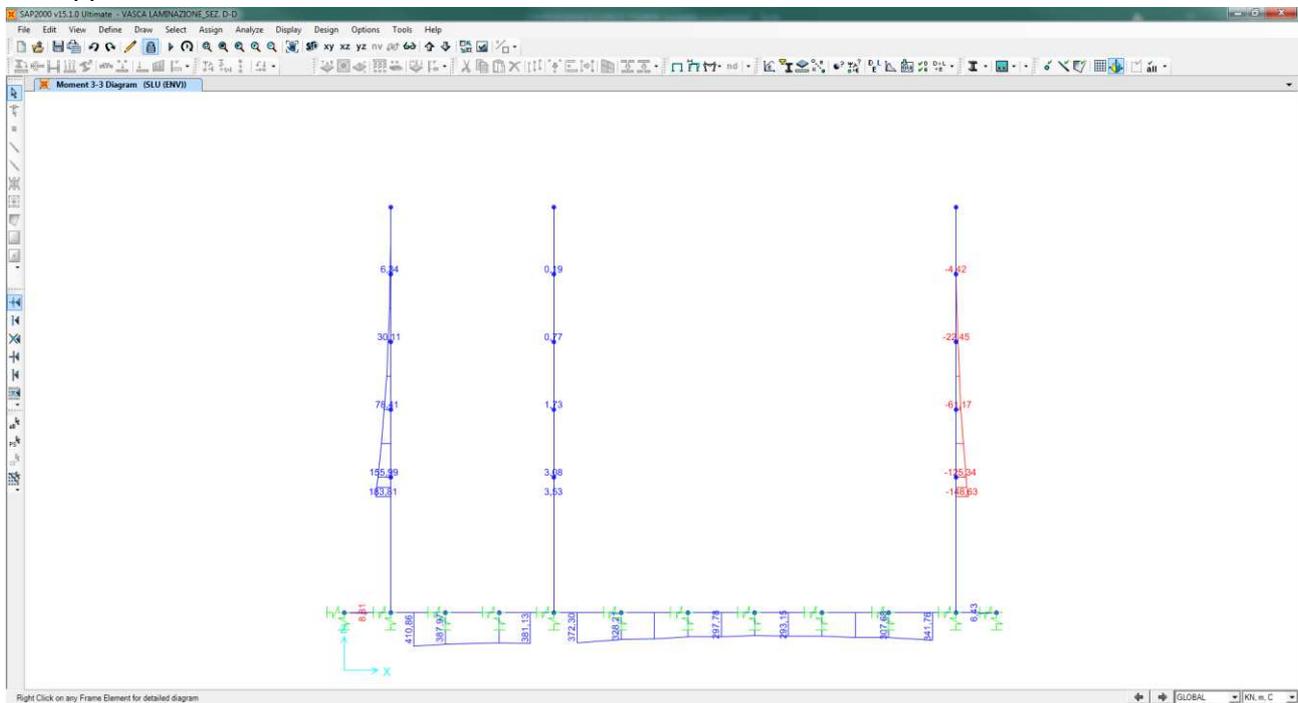


10.1.4 COMBINAZIONI SLU

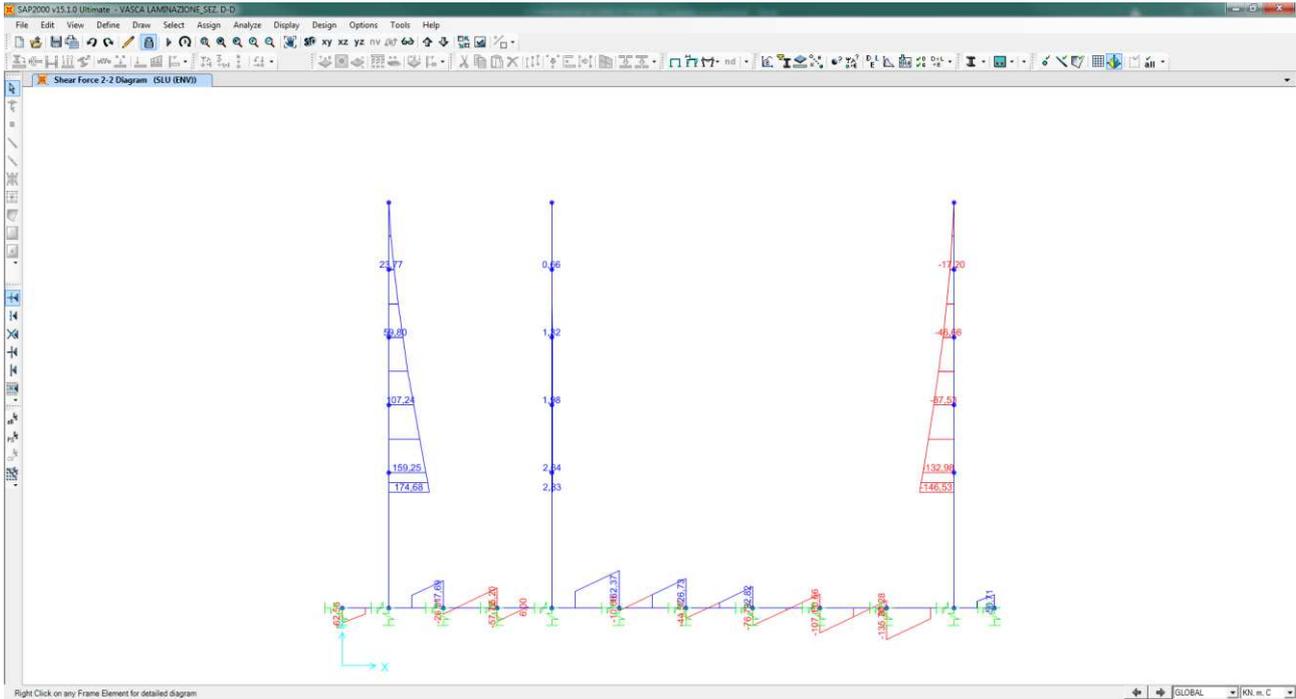
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLU statiche (STR) e sismiche (SLV):



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLU – STR:



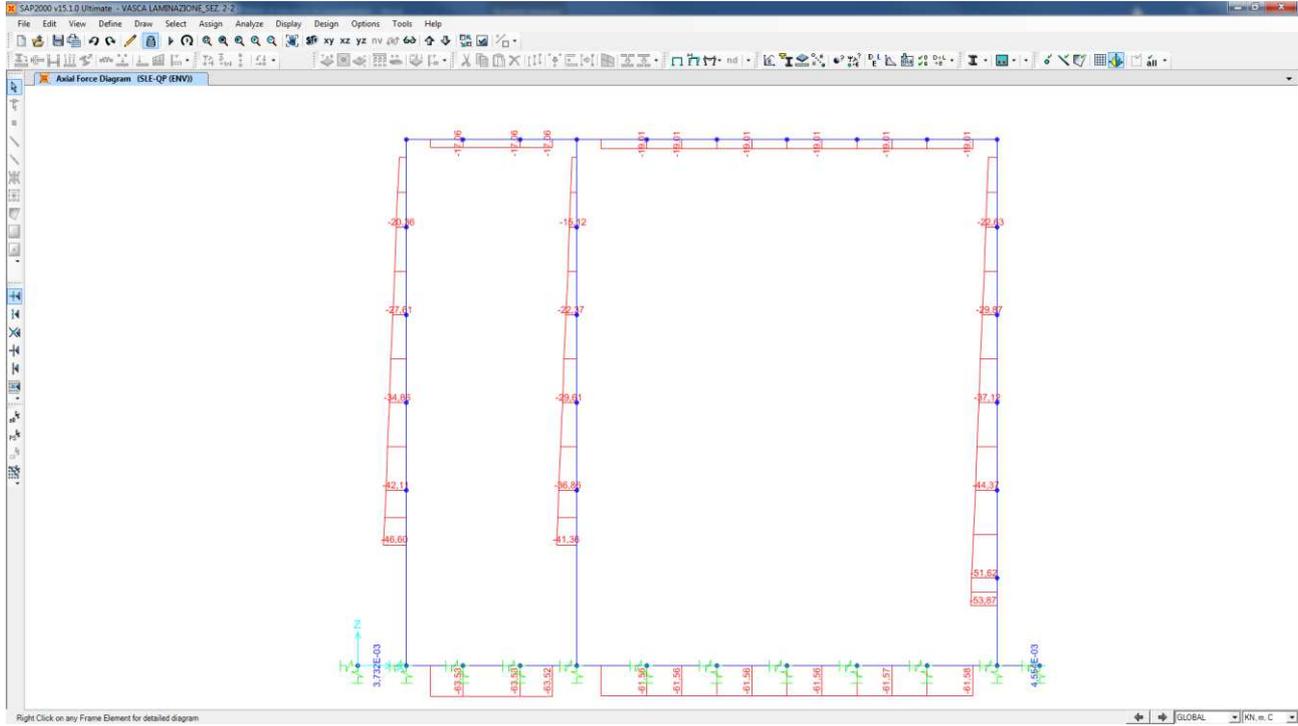
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'azione tagliante per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLU – STR:



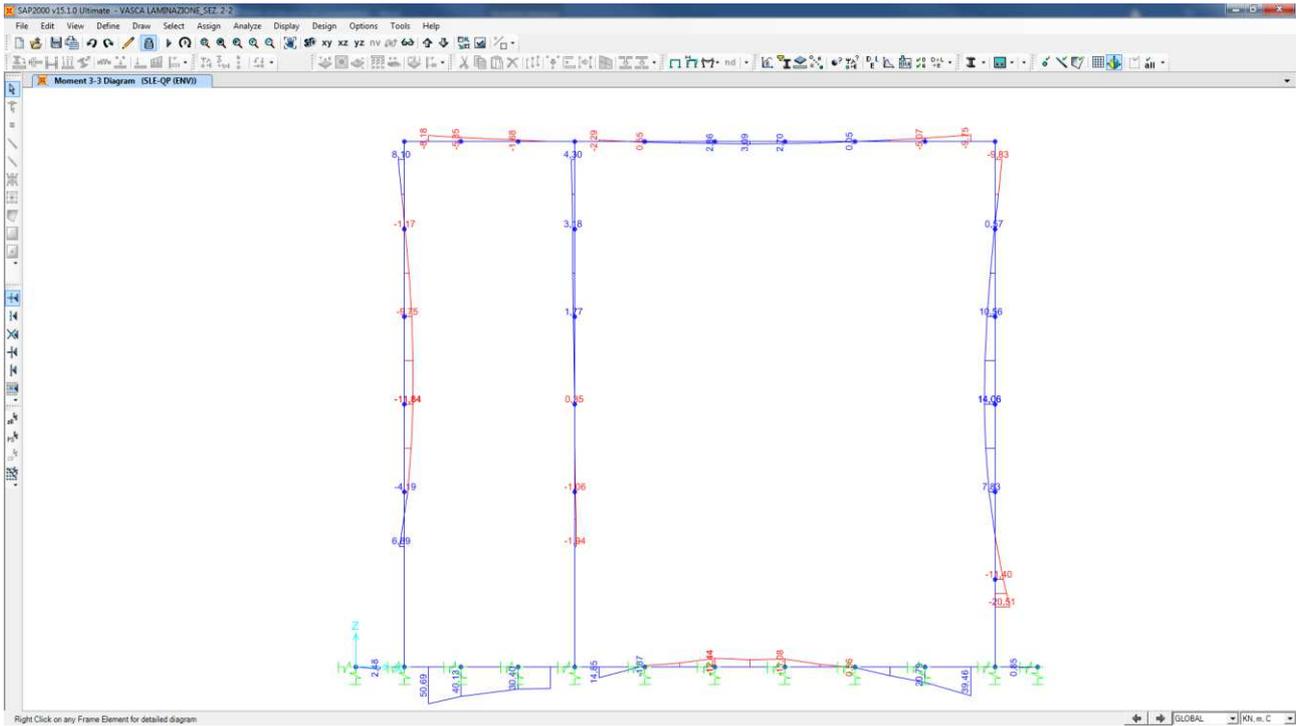
10.2 SEZIONE 2-2

10.2.1 COMBINAZIONI SLE – QUASI PERMANENTI

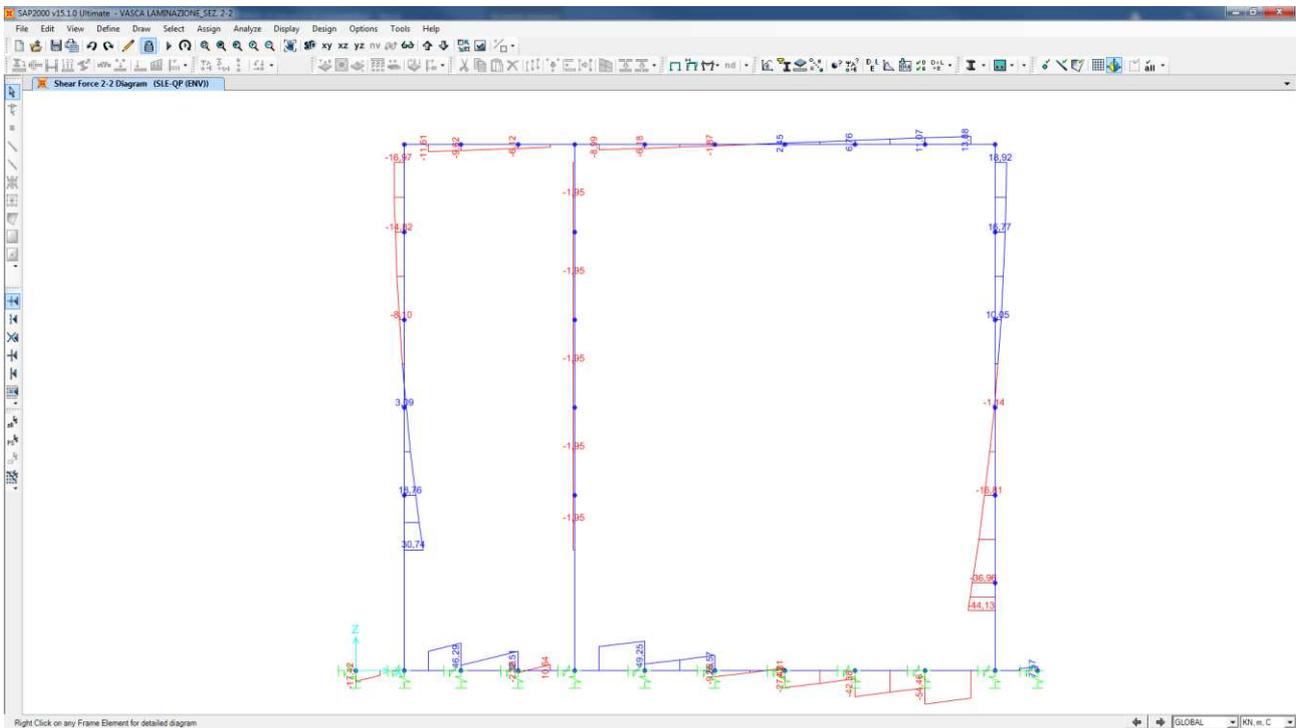
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di iniluppo delle combinazioni di carico allo SLE – Quasi Permanenti:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Quasi Permanenti:

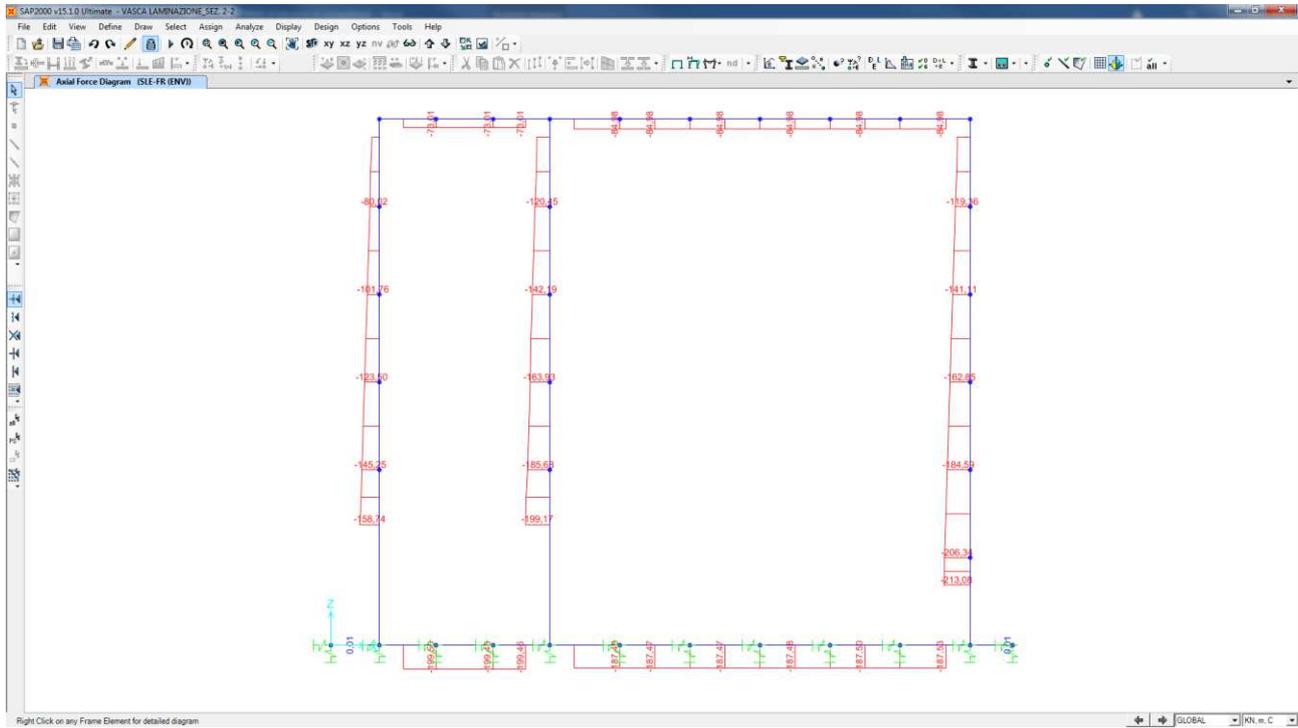


Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'azione tagliante per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Quasi Permanenti:

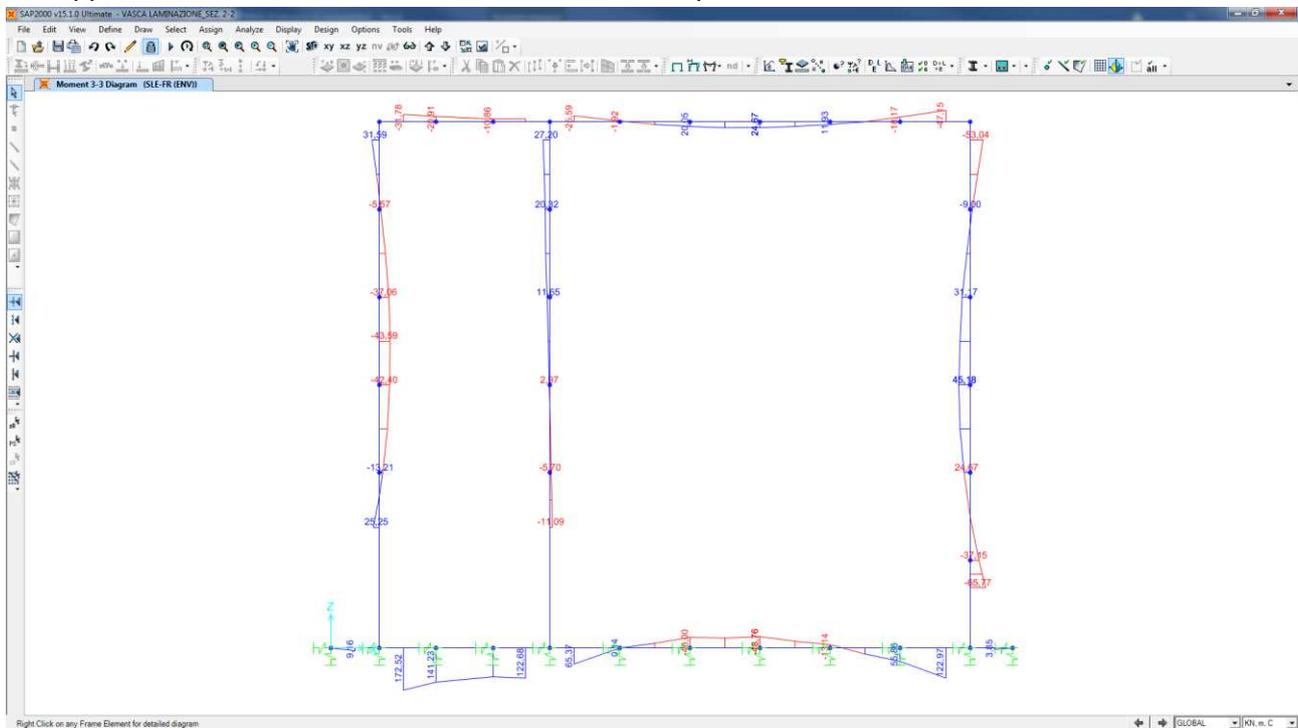


10.2.2 COMBINAZIONI SLE – FREQUENTI

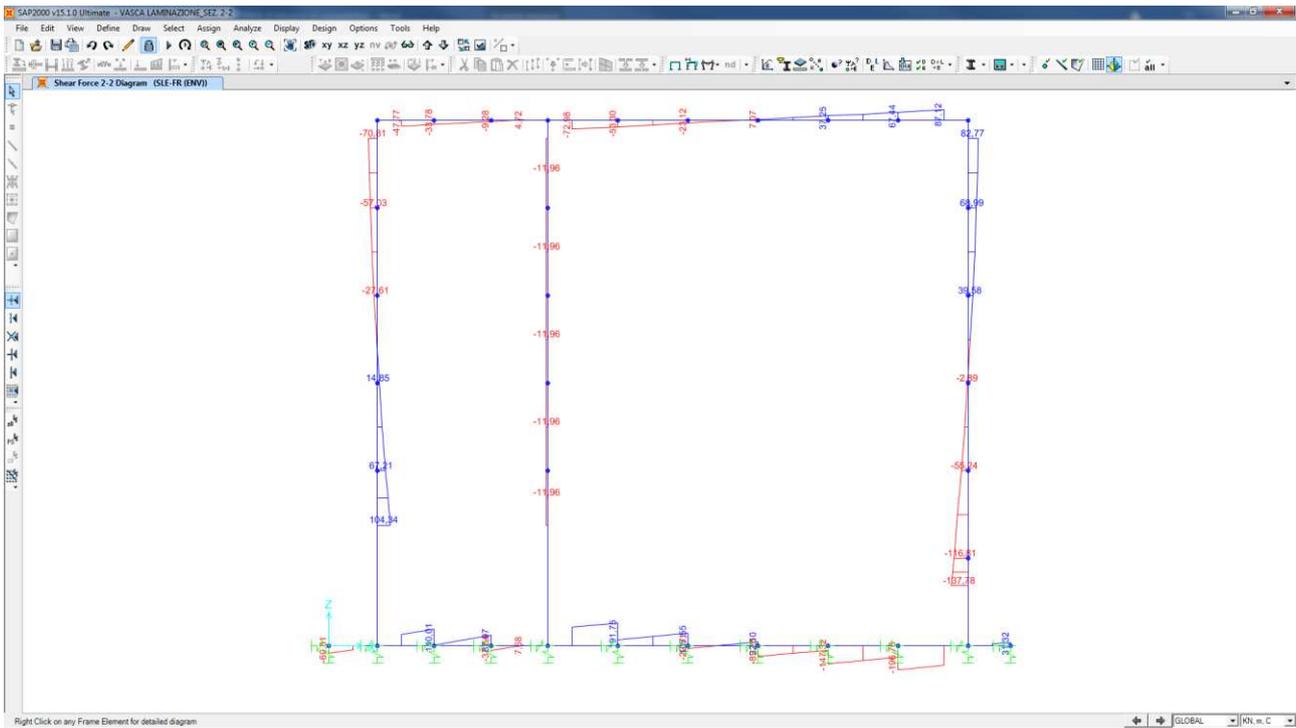
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Frequenti:



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Frequenti:

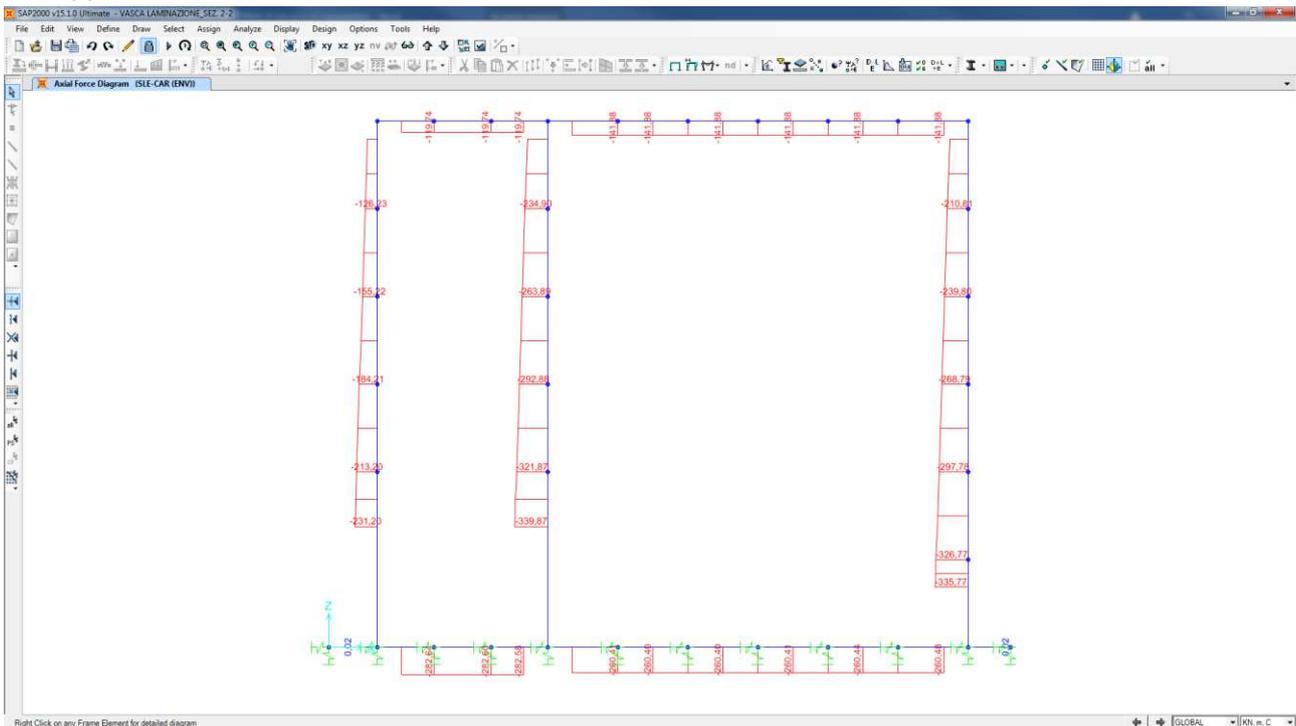


Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'azione tagliante per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Frequenti:



10.2.3 COMBINAZIONI SLE – CARATTERISTICHE

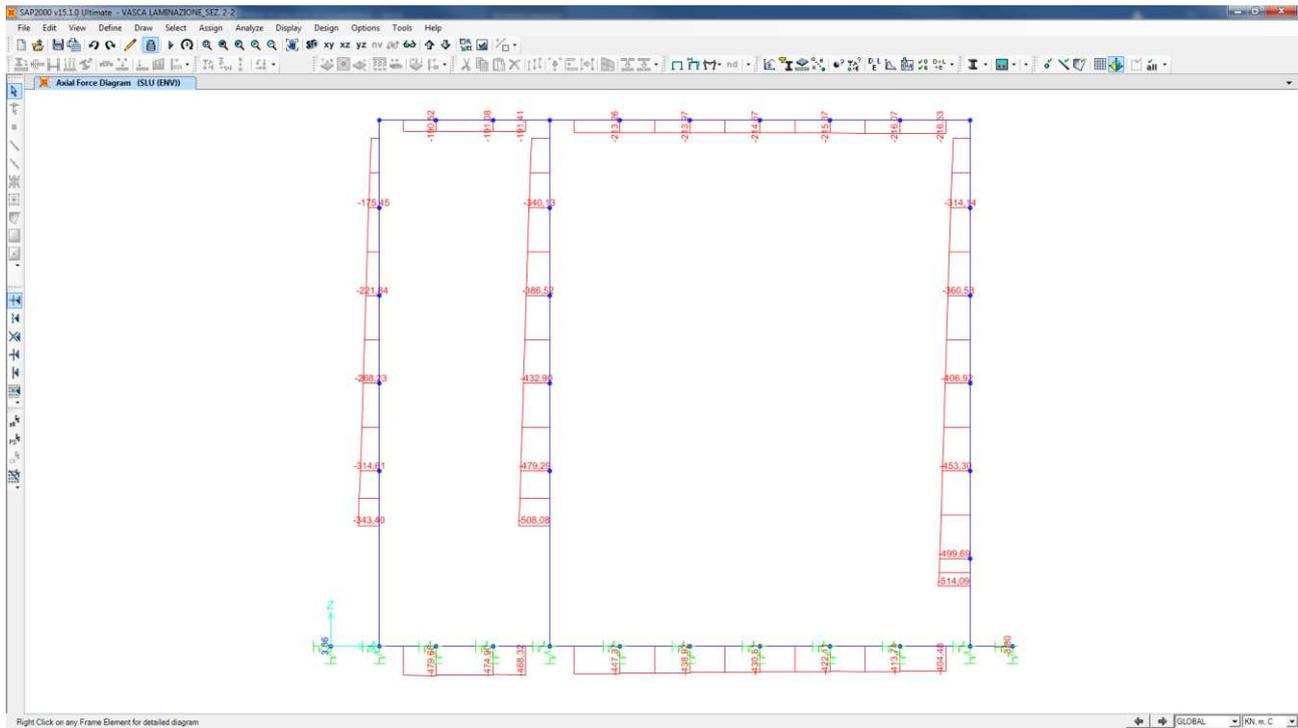
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Caratteristiche:



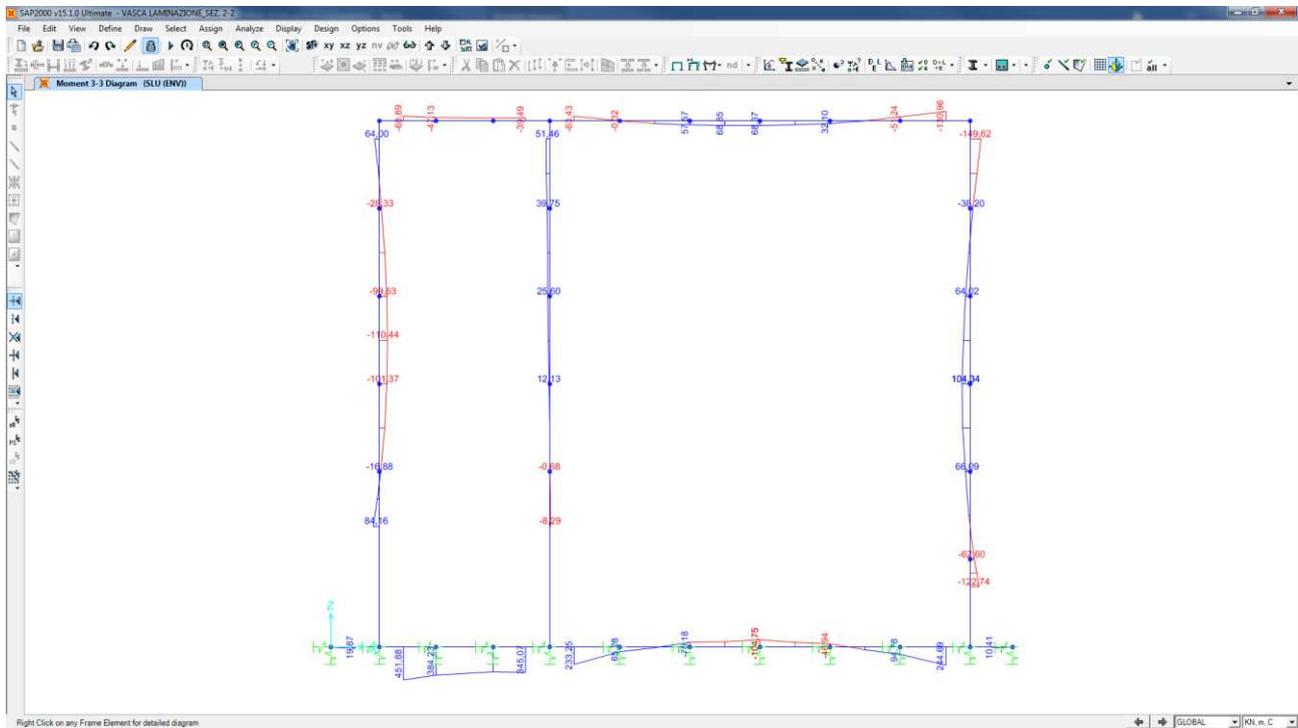
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLE – Caratteristiche:

10.2.4 COMBINAZIONI SLU

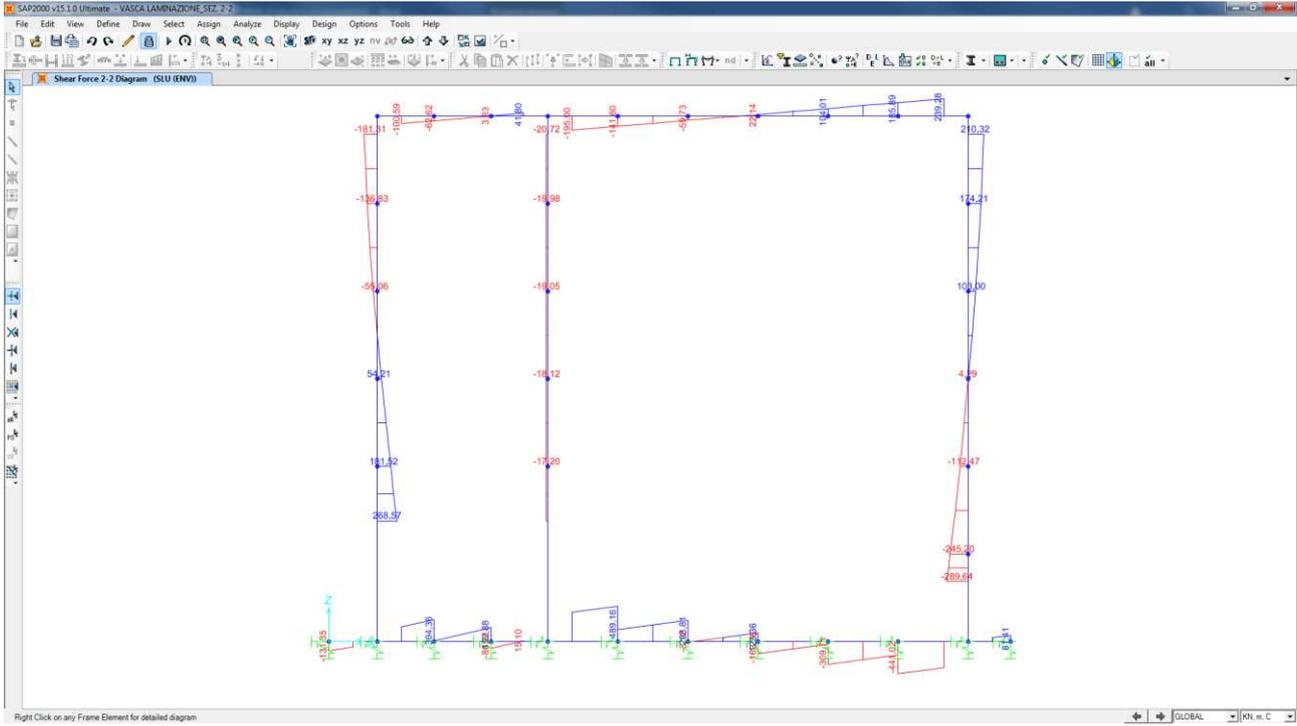
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo SLU statiche (STR) e sismiche (SLV):



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di inviluppo delle combinazioni di carico allo SLU – STR:



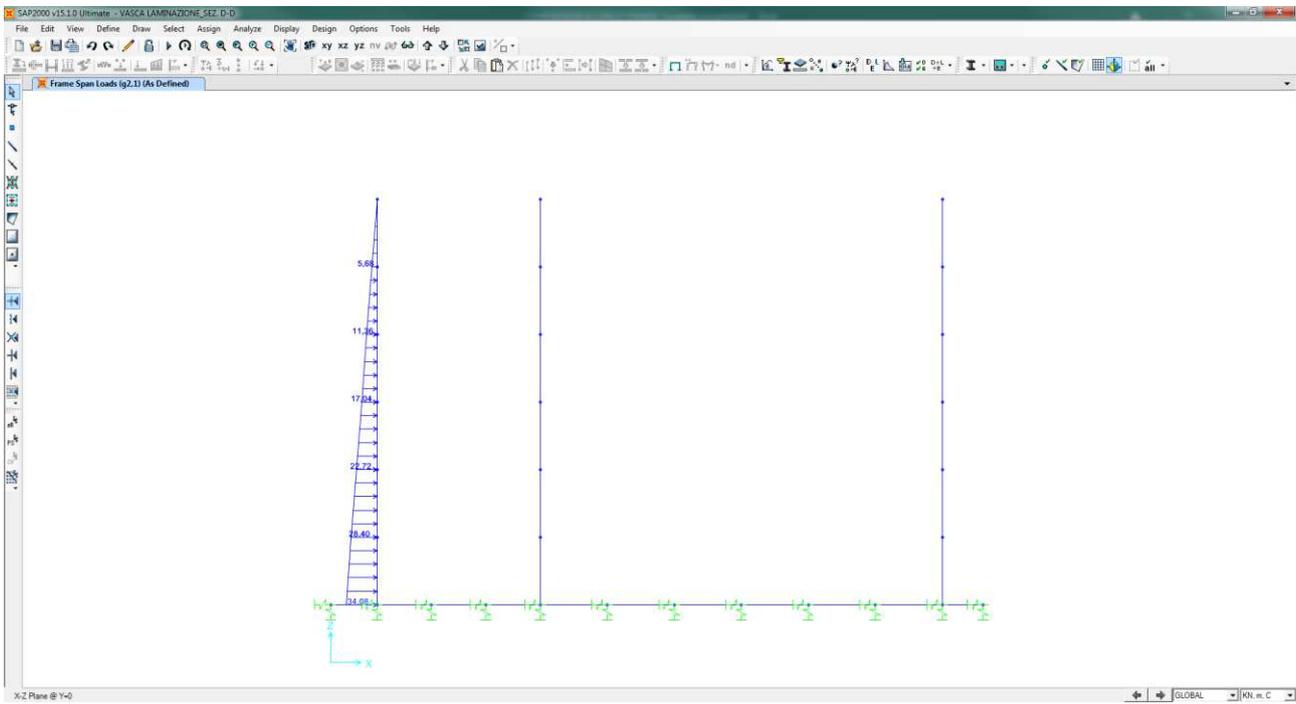
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'azione tagliante per la combinazione di involuppo delle combinazioni di carico allo SLU – STR:



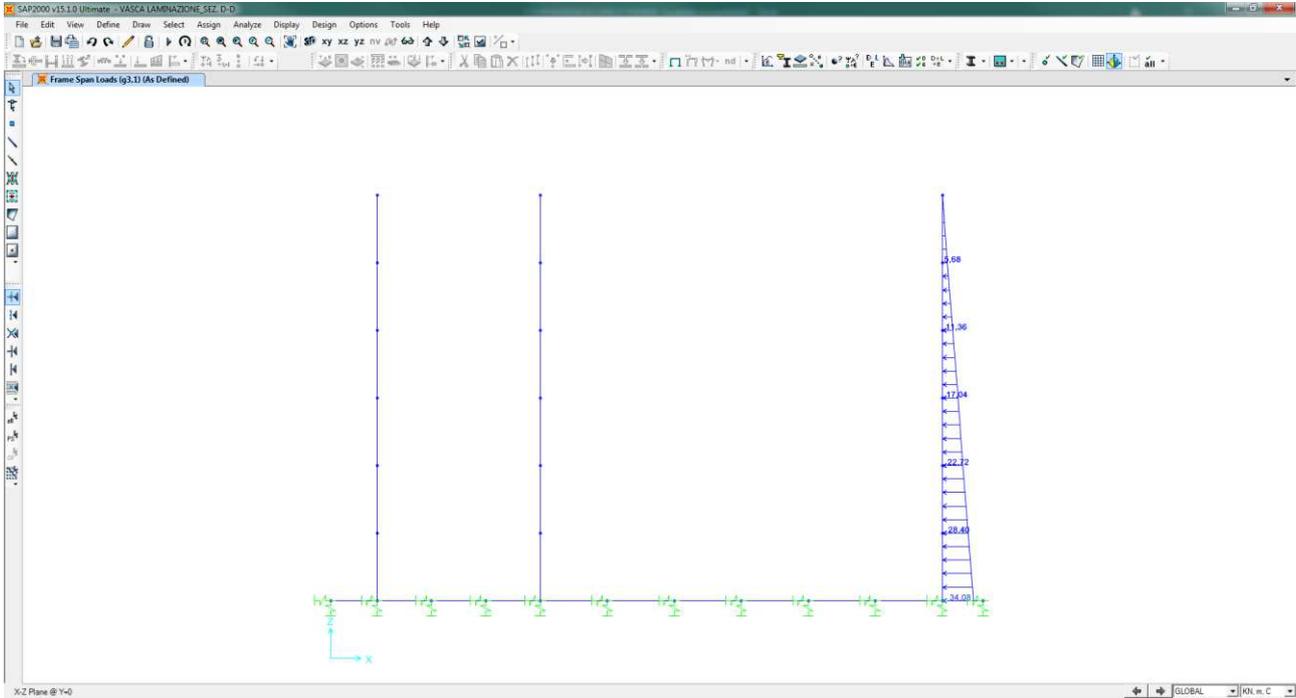
11 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI AL MODELLO DI CALCOLO DELLA CANNA DELLO SCATOLARE

11.1 SEZIONE 1-1

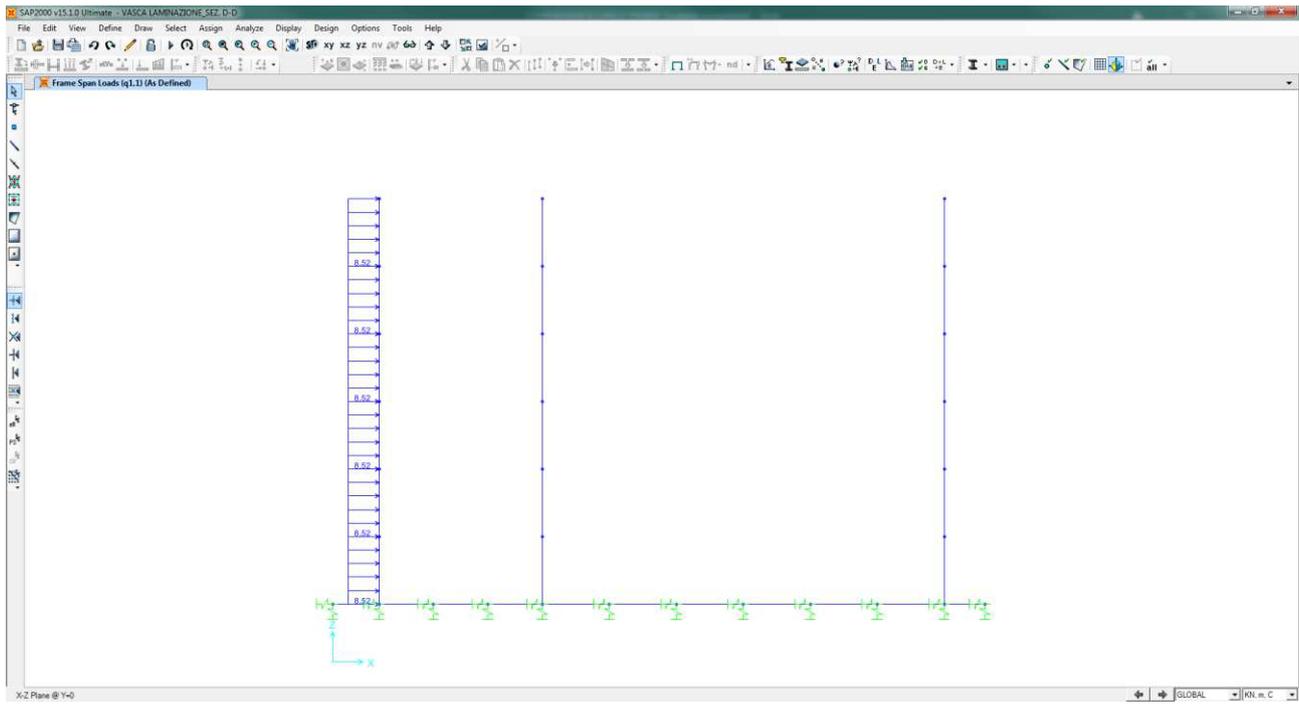
11.1.1 SPINTA DEL TERRENO SUL RITTO SINISTRO (G₂)



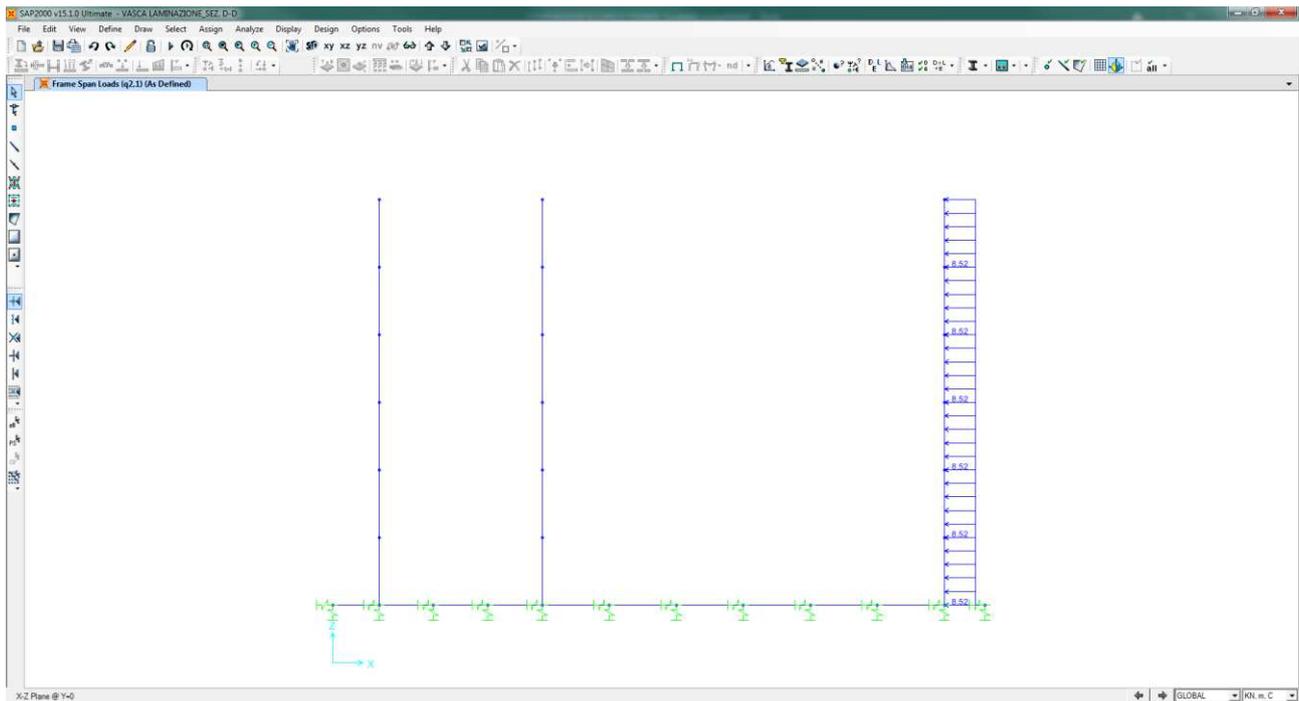
11.1.2 SPINTA DEL TERRENO SUL RITTO DESTRO (G₃)



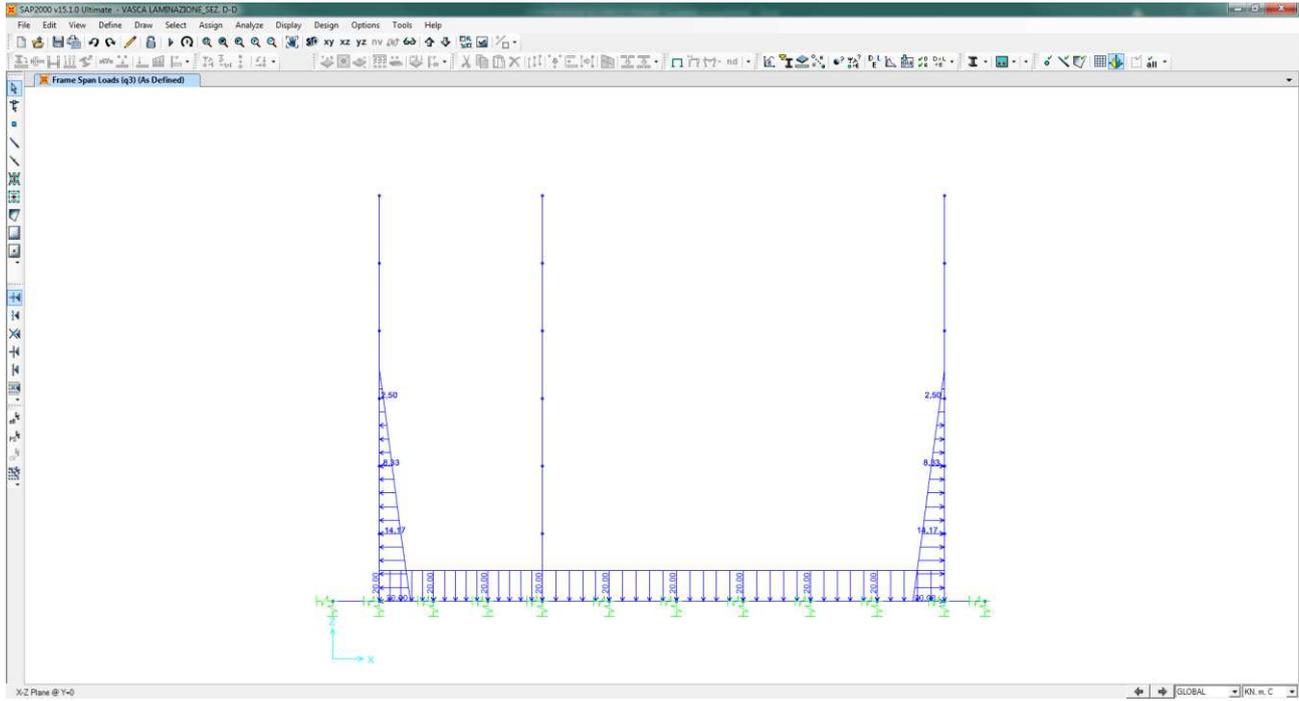
11.1.3 SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RITTO SINISTRO (Q1)



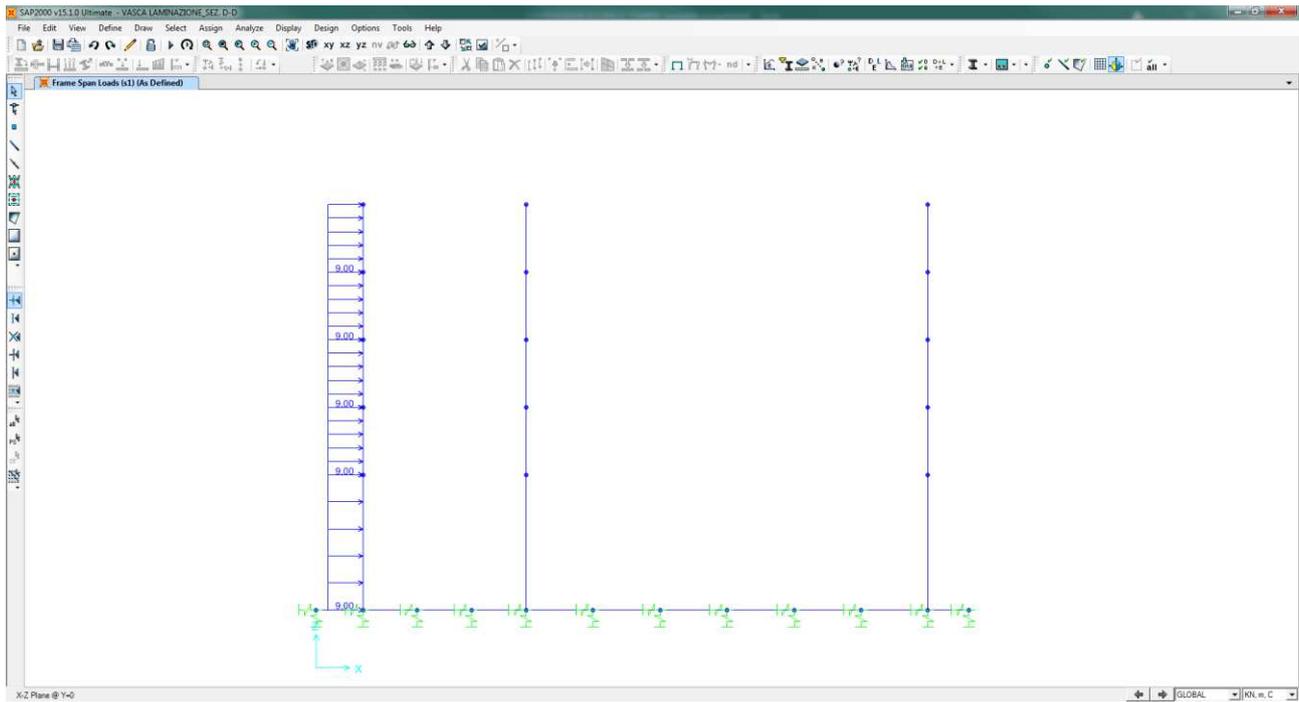
11.1.4 SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RITTO DESTRO (Q2)



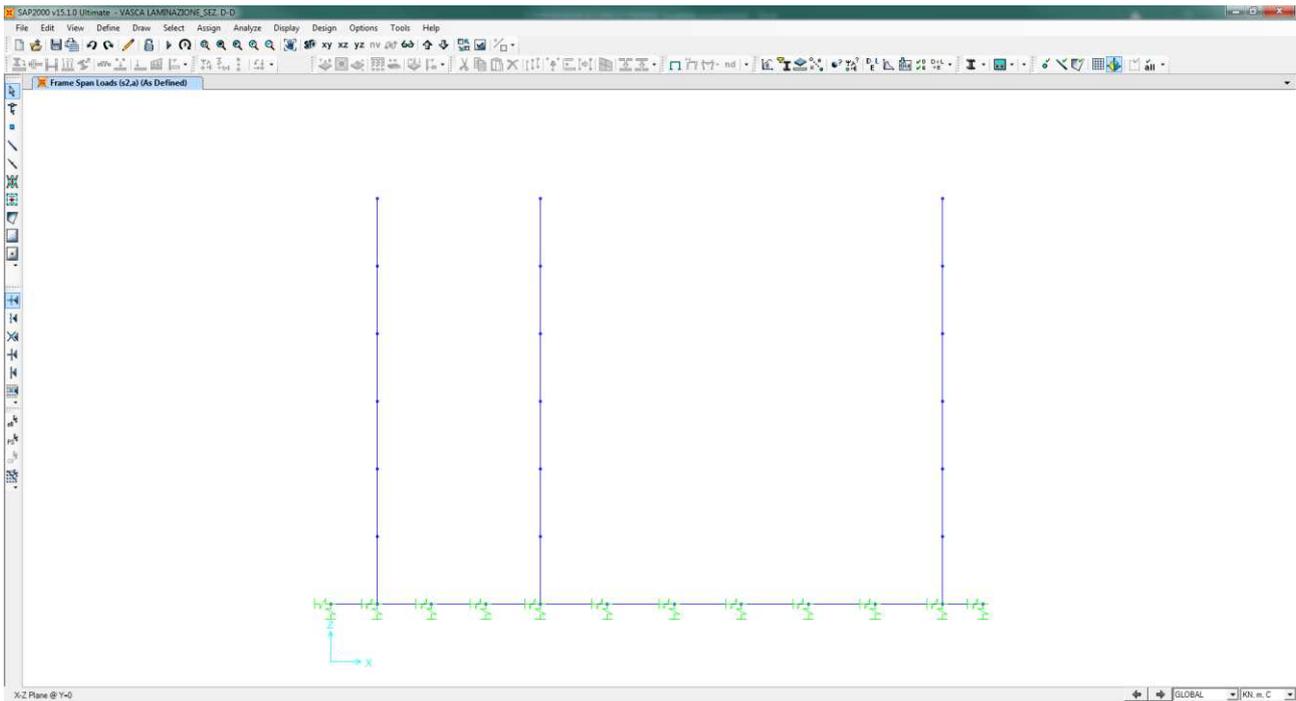
11.1.5 CARICO ACCIDENTALE SULLA SOLETTA INFERIORE (Q₃)



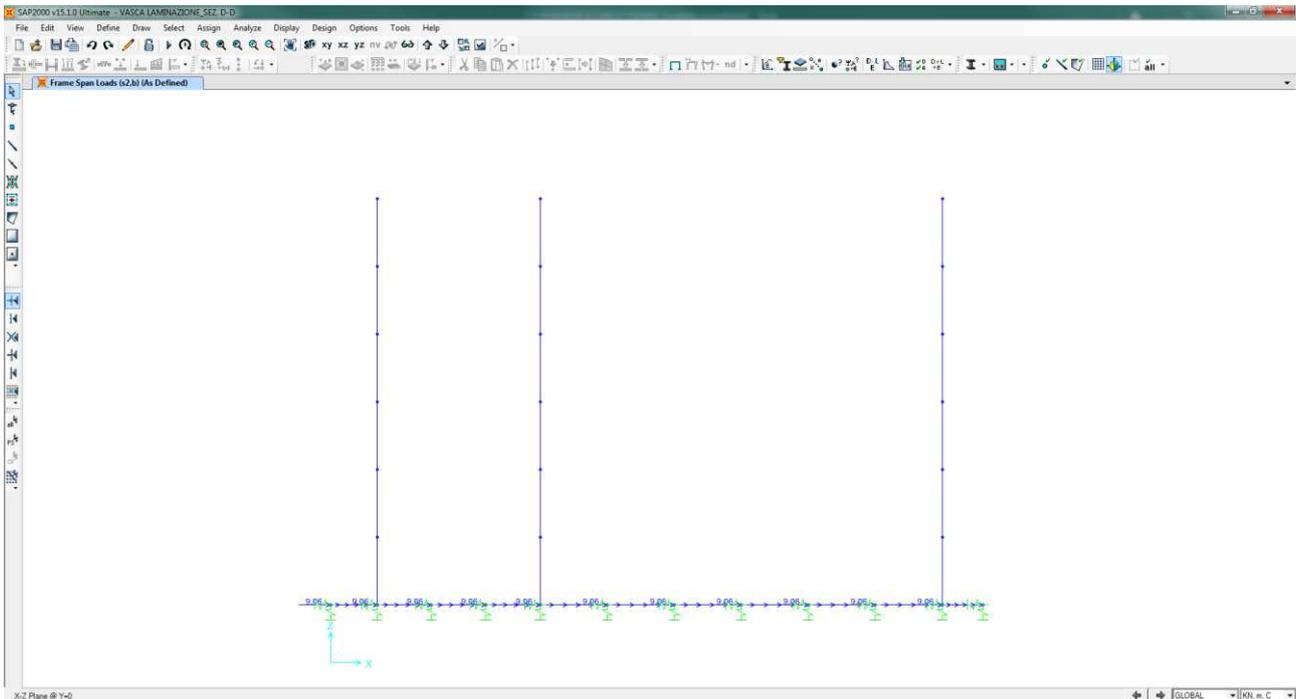
11.1.6 SOVRASPINTA DINAMICA DEL TERRENO SUL RITTO SINISTRO (S₁)



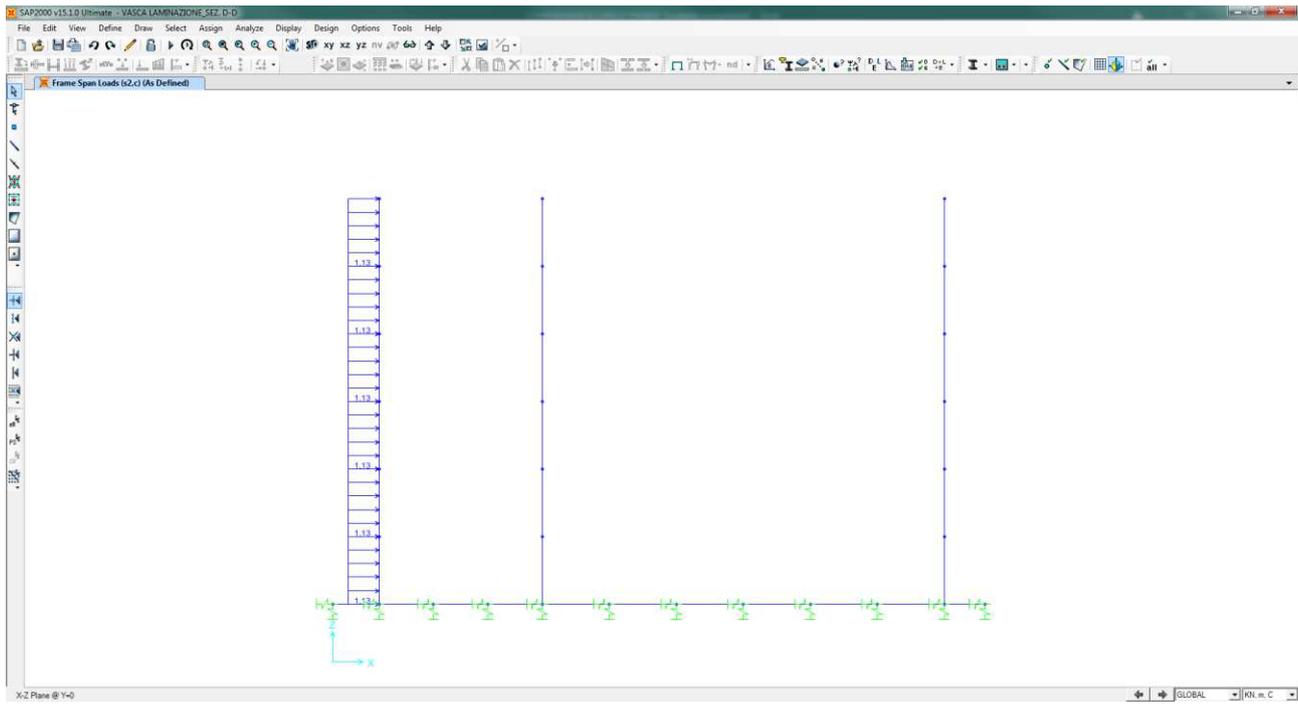
11.1.7 AZIONE INERZIALE ORIZZONTALE DELLA SOLETTA SUPERIORE E DEI CARICHI PERMANENTI DI PERTINENZA (S_{2A})



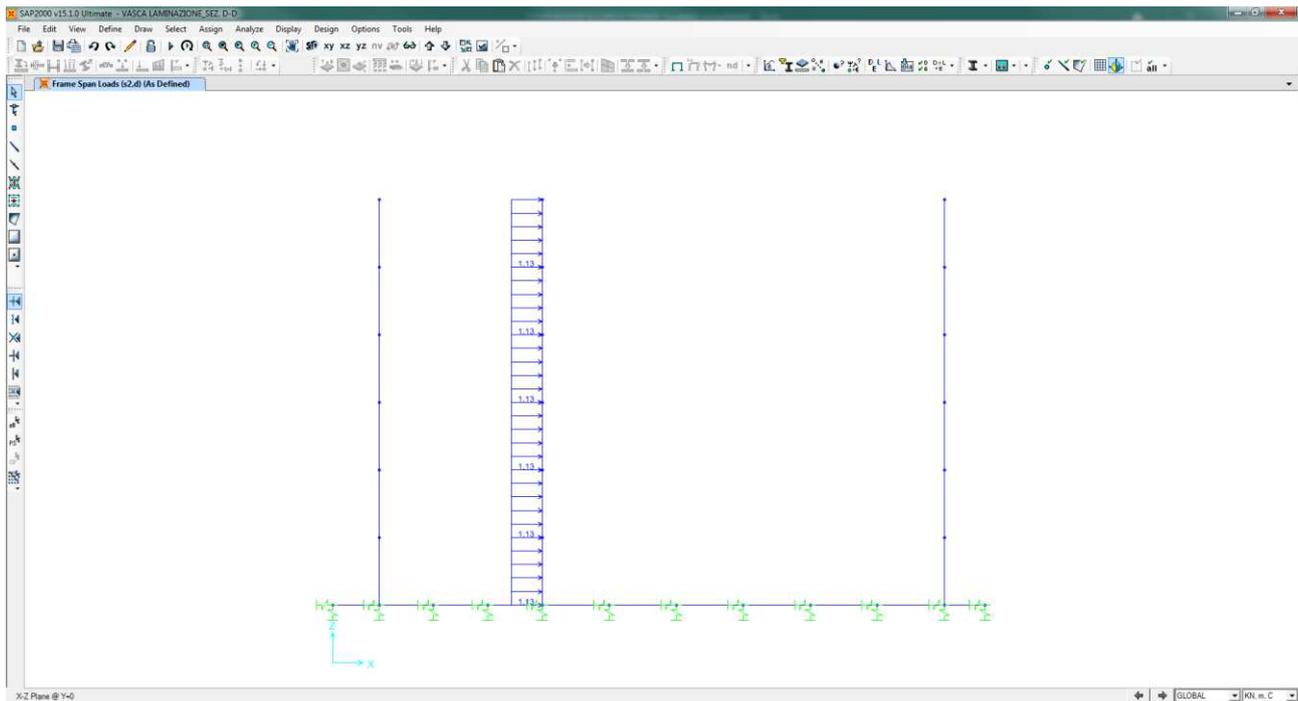
11.1.8 AZIONE INERZIALE ORIZZONTALE DELLA SOLETTA INFERIORE E DEI CARICHI PERMANENTI DI PERTINENZA (S_{2B})



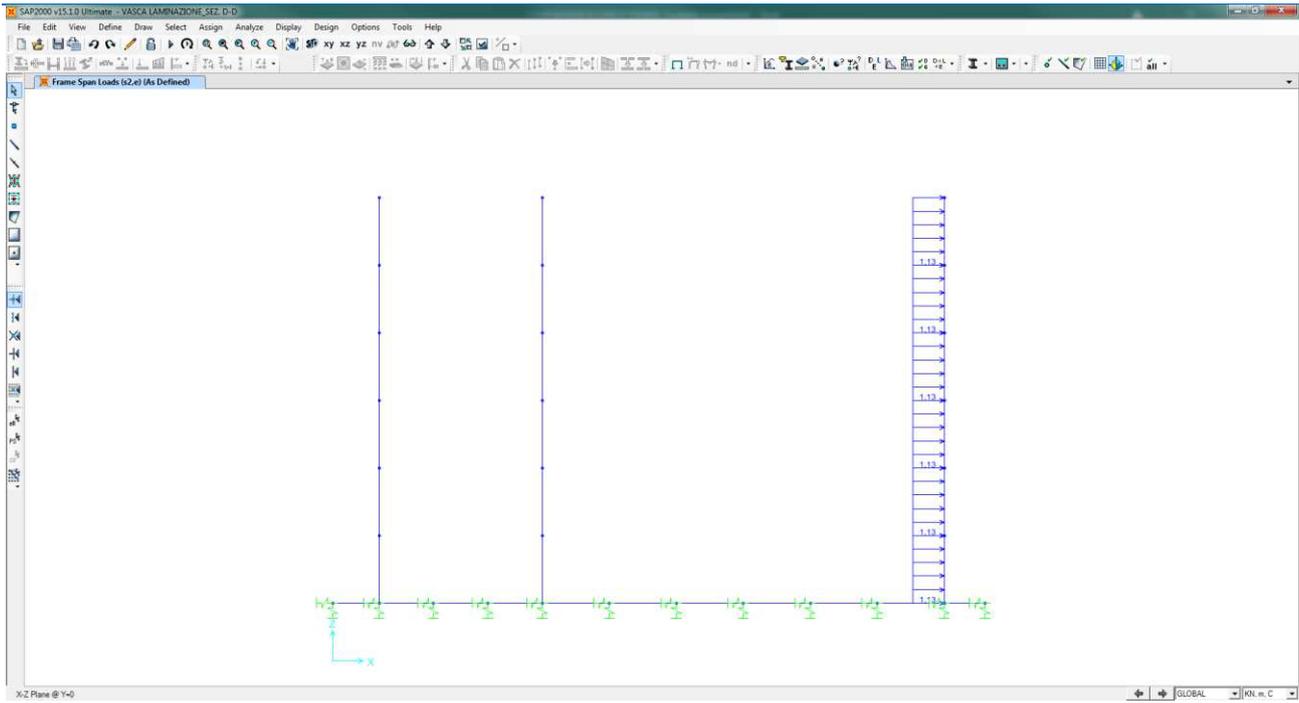
11.1.9 AZIONE INERZIALE ORIZZONTALE DEL RITTO SINISTRO (S_{2c})



11.1.10 AZIONE INERZIALE ORIZZONTALE DEL RITTO CENTRALE (S_{2D})

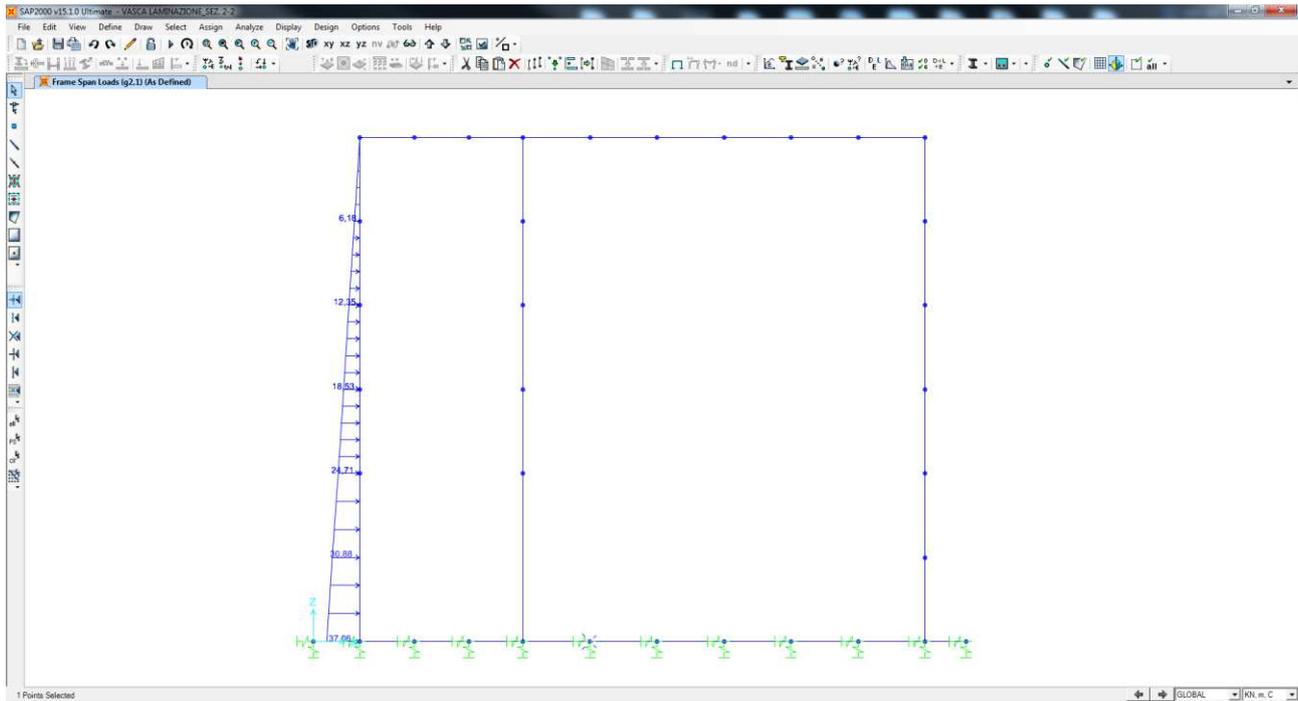


11.2 AZIONE INERZIALE ORIZZONTALE DEL RITTO DESTRO (S_{2E})

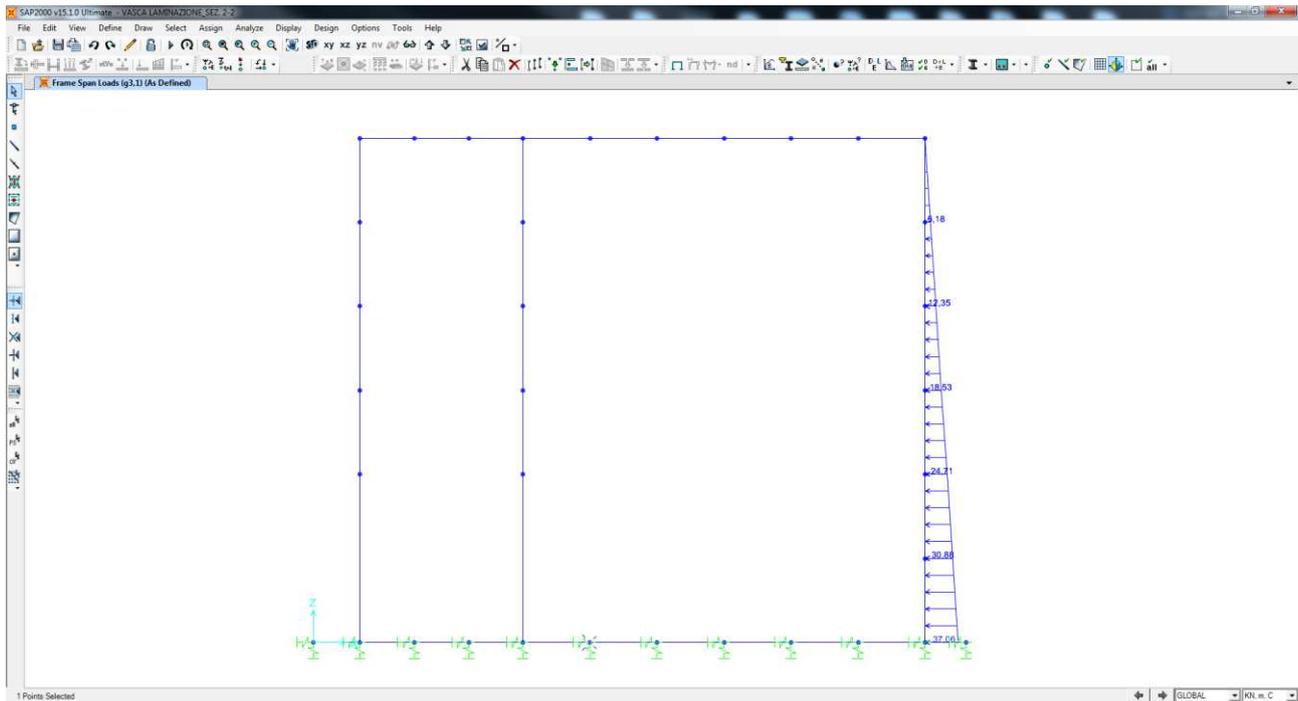


11.3 SEZIONE 2-2

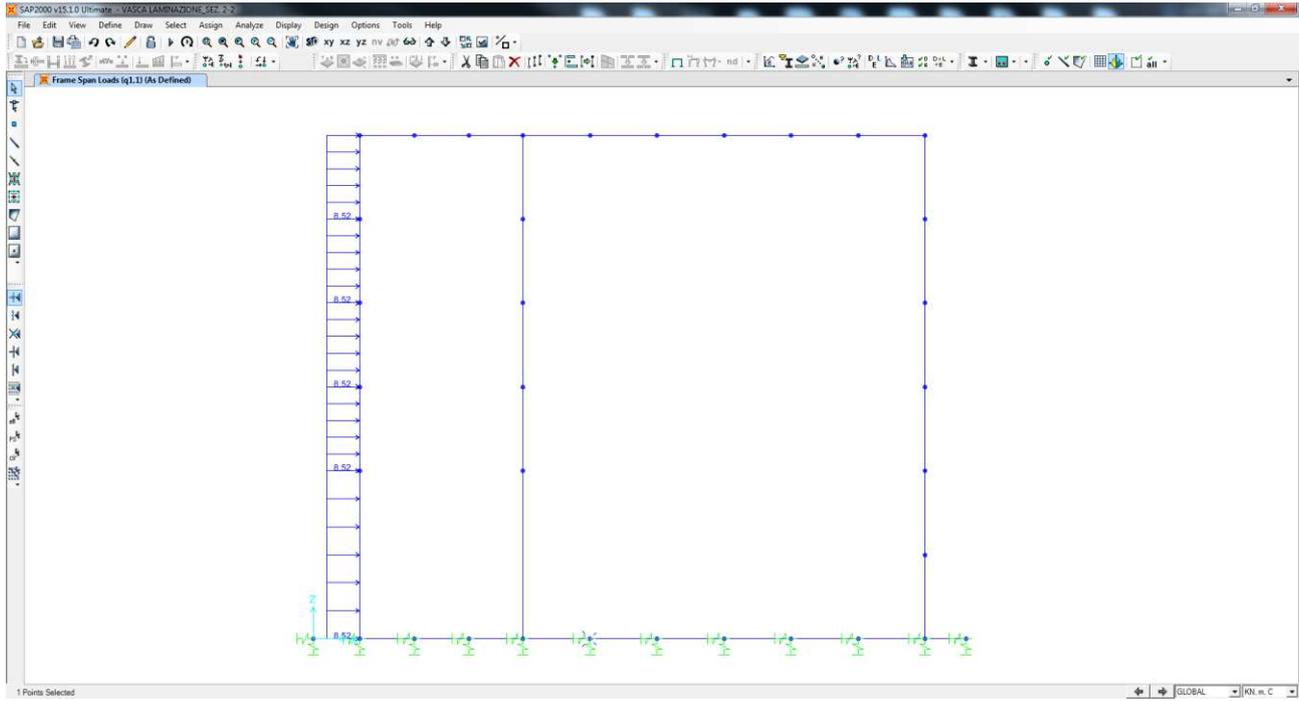
11.3.1 SPINTA DEL TERRENO SUL RITTO SINISTRO (G_2)



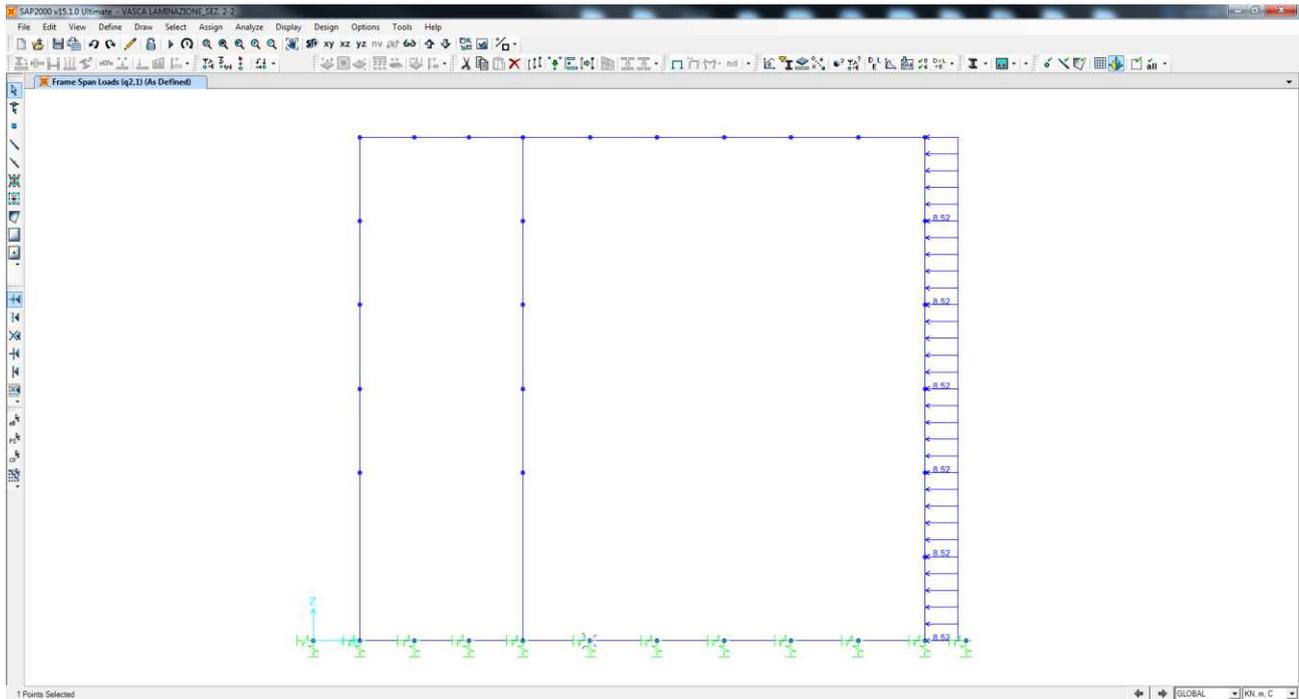
11.3.2 SPINTA DEL TERRENO SUL RITTO DESTRO (G_3)



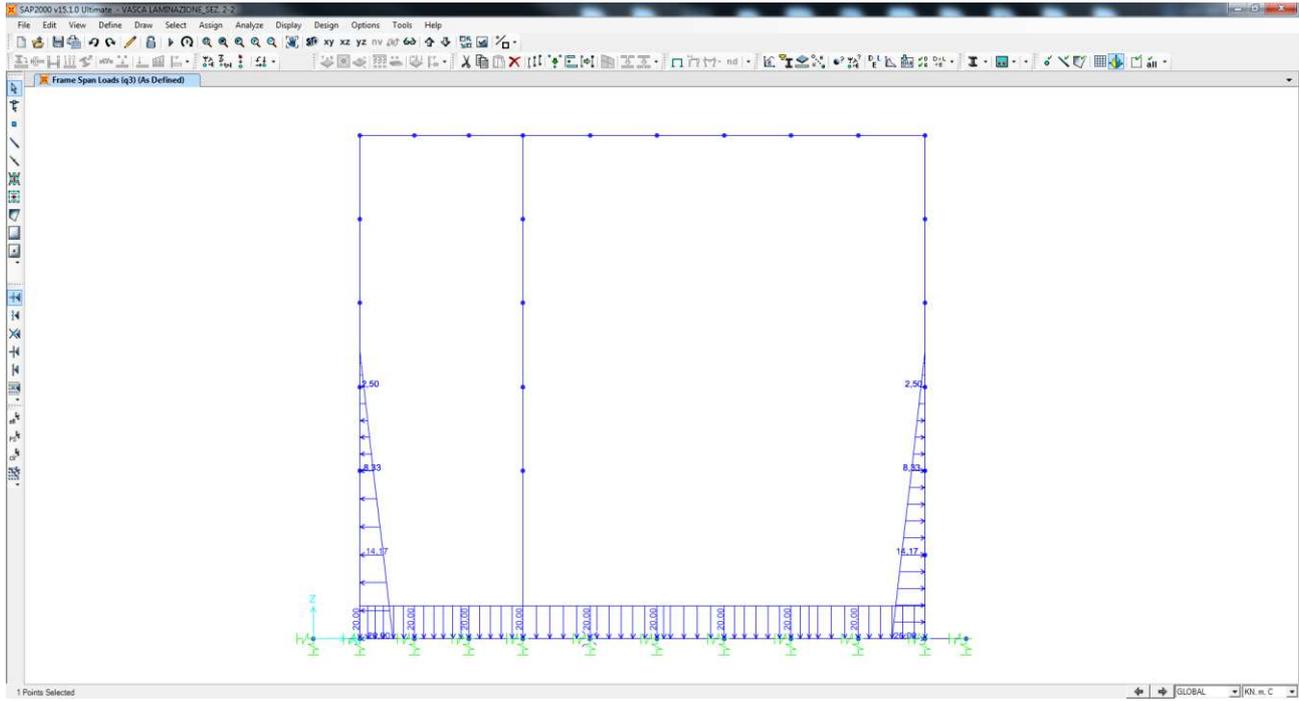
11.3.3 SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RITTO SINISTRO (Q1)



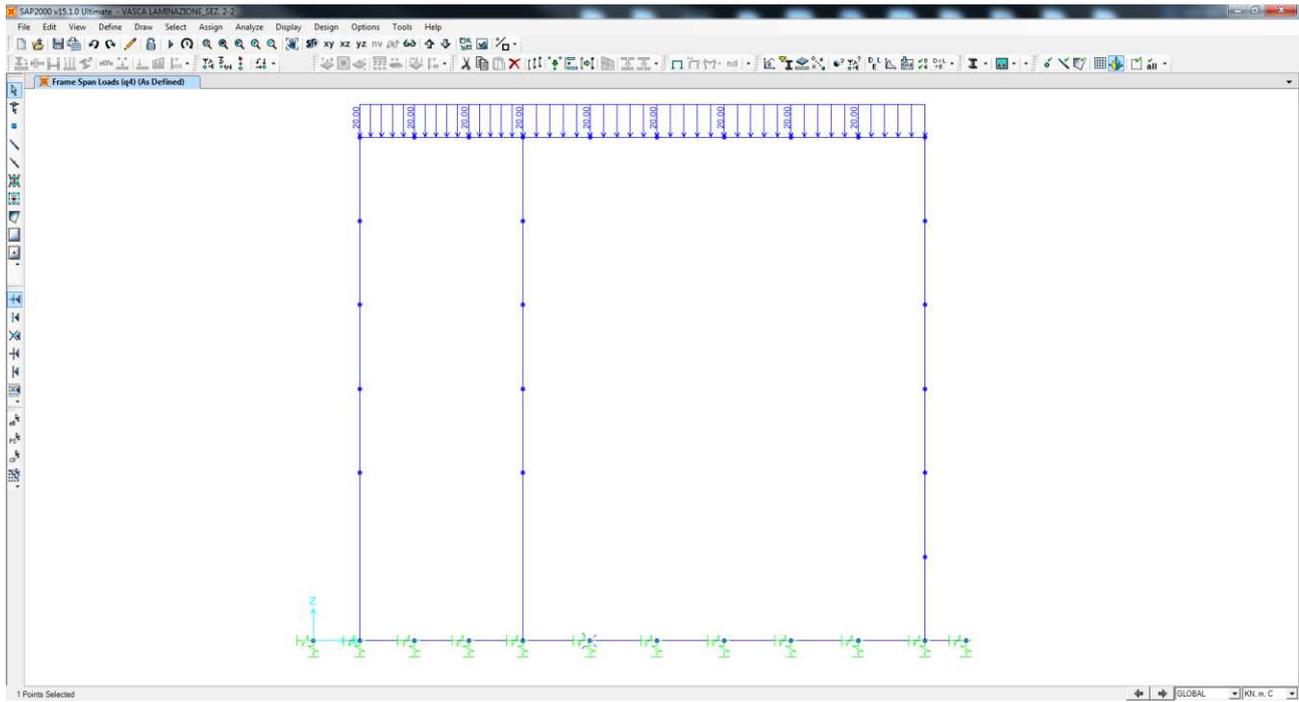
11.3.4 SPINTA DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RITTO DESTRO (Q2)



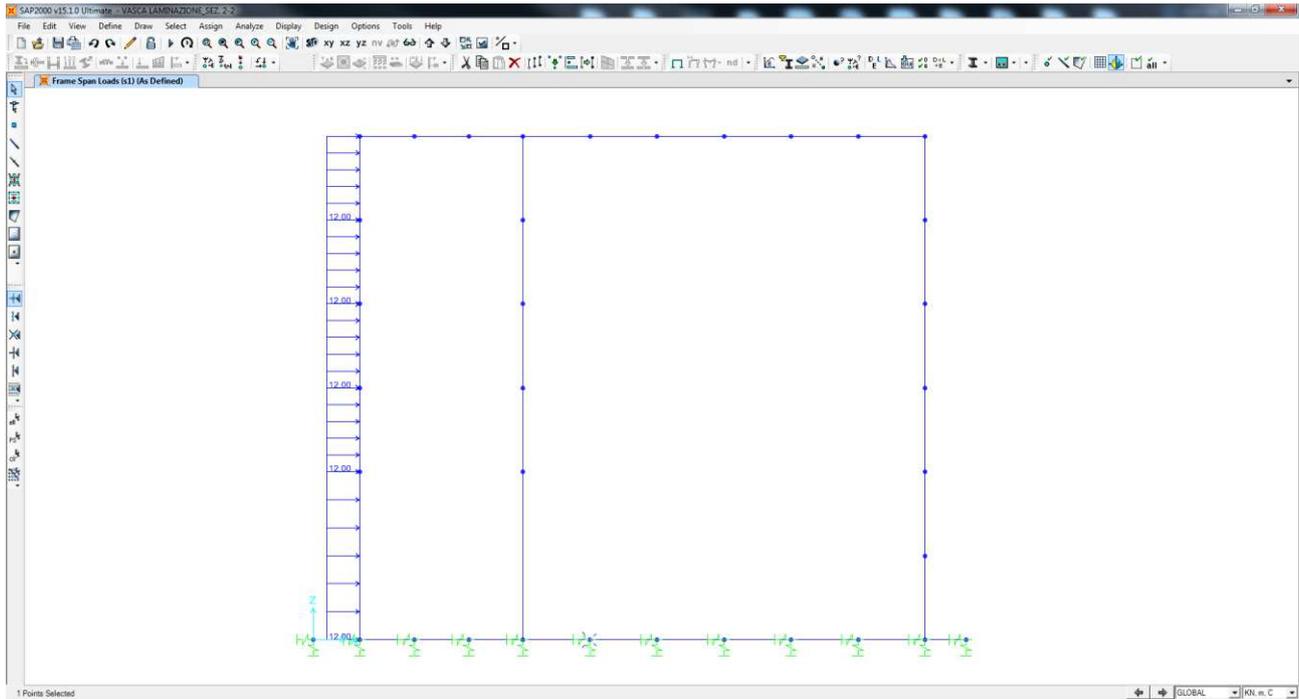
11.3.5 CARICO ACCIDENTALE SULLA SOLETTA INFERIORE (Q₃)



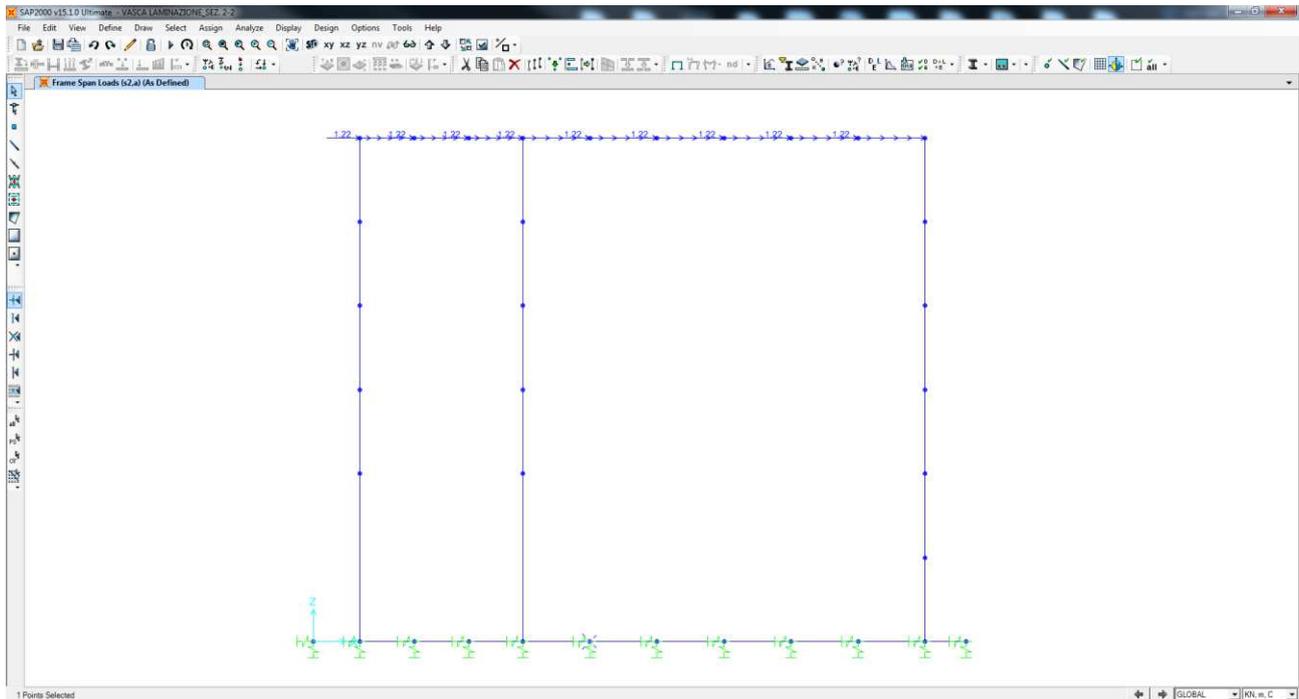
11.3.6 CARICO ACCIDENTALE SULLA SOLETTA DI COPERTURA(Q₄)



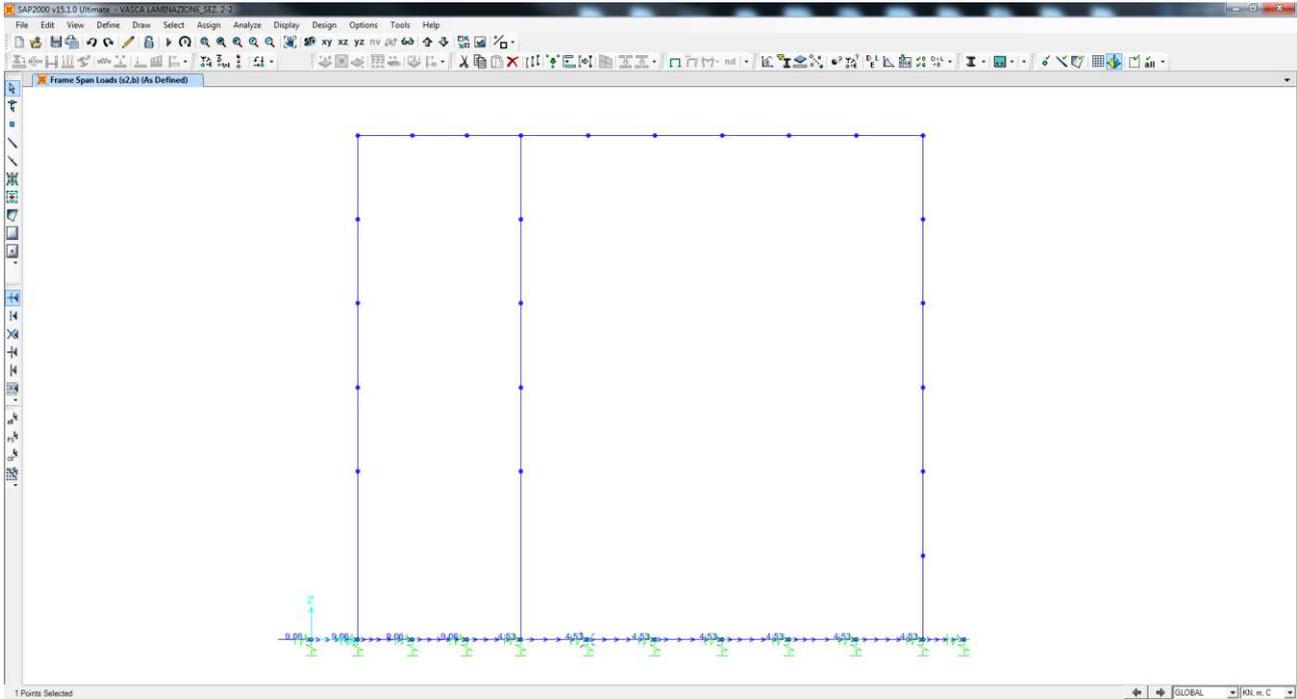
11.3.7 SOVRASPINTA DINAMICA DEL TERRENO SUL RITTO SINISTRO (S₁)



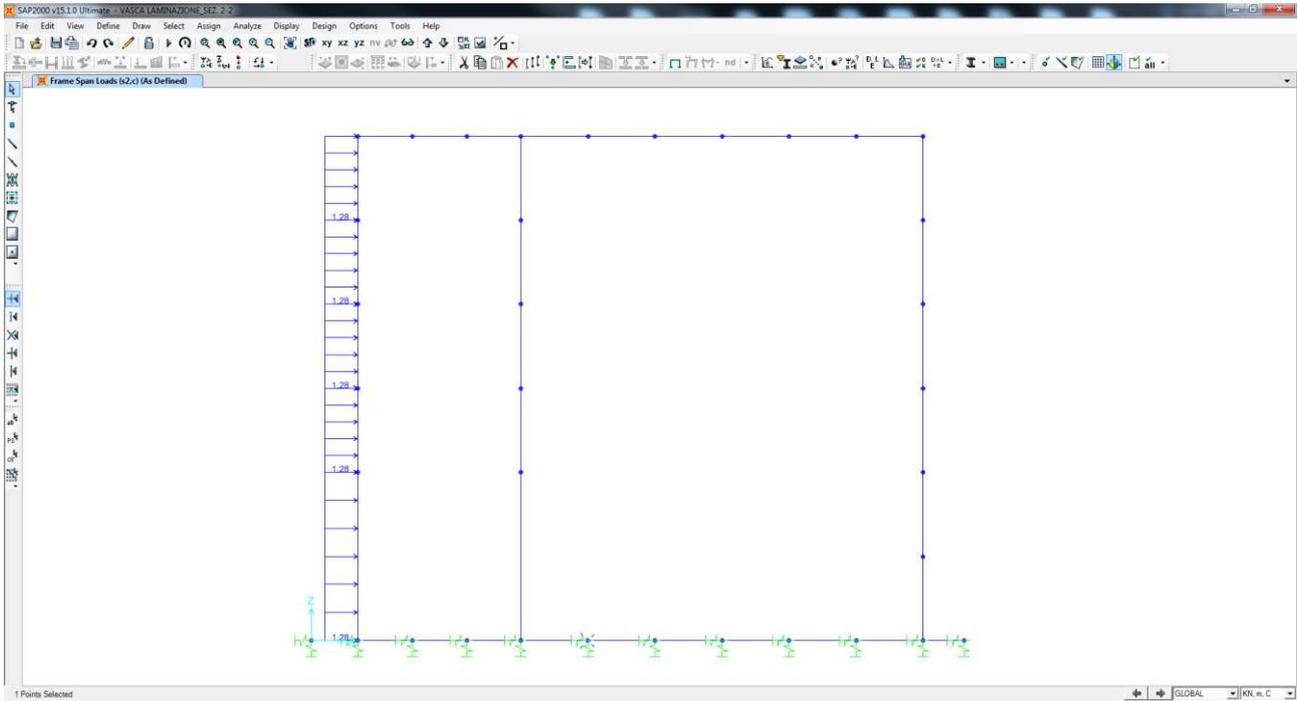
11.3.8 AZIONE INERZIALE ORIZZONTALE DELLA SOLETTA SUPERIORE E DEI CARICHI PERMANENTI DI PERTINENZA (S_{2A})



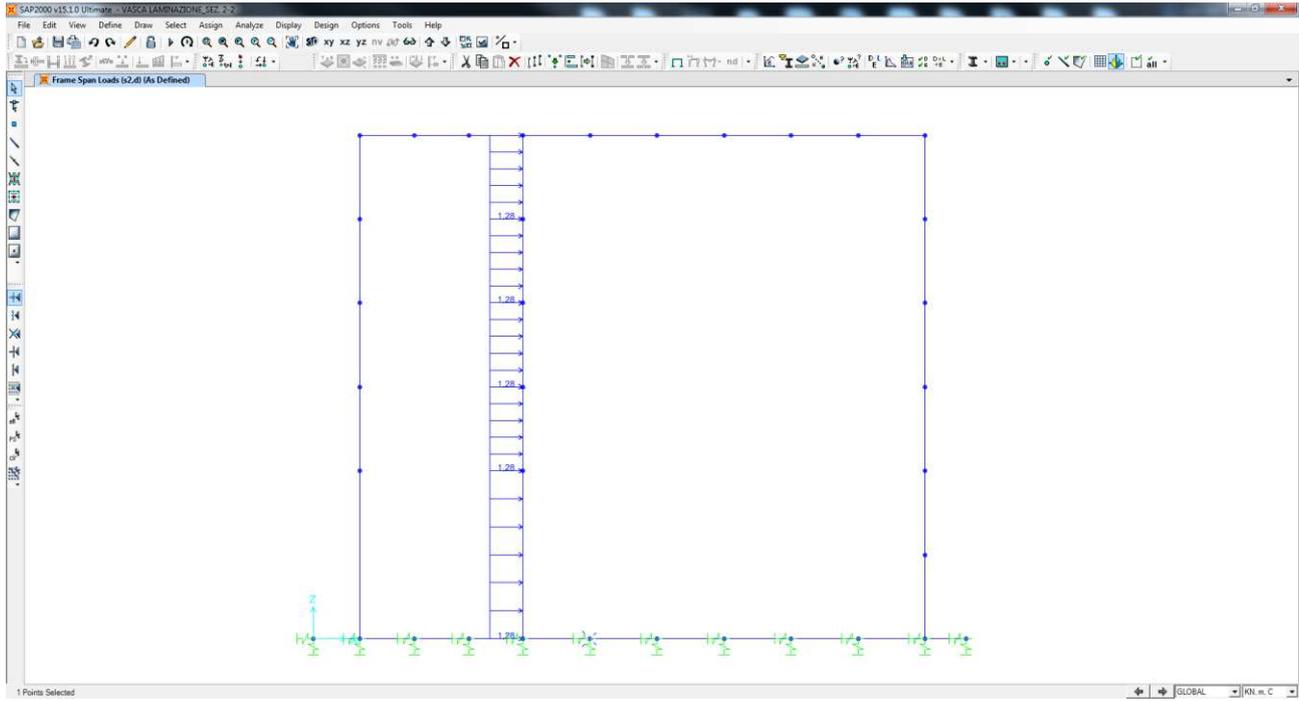
11.3.9 AZIONE INERZIALE ORIZZONTALE DELLA SOLETTA INFERIORE E DEI CARICHI PERMANENTI DI PERTINENZA (S_{2B})



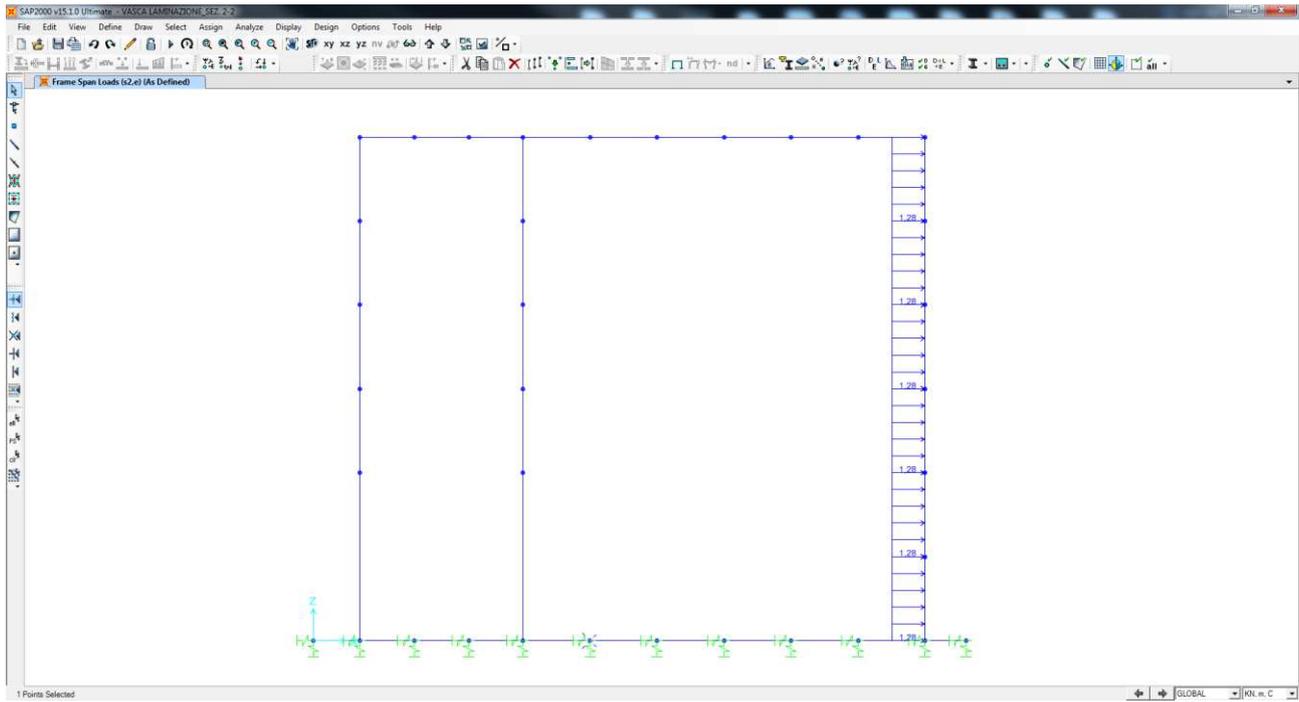
11.3.10 AZIONE INERZIALE ORIZZONTALE DEL RITTO SINISTRO (S_{2c})



11.3.11 AZIONE INERZIALE ORIZZONTALE DEL RITTO CENTRALE (S_{2D})



11.3.12 AZIONE INERZIALE ORIZZONTALE DEL RITTO DESTRO (S_{2E})



12 VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE 1-1

12.1 VERIFICHE RITTI

Poiché i ritti sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

12.1.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- N_{max}
- N_{min}
- M_{max}
- M_{min}
- V_{max}
- V_{min}

Con:

- N_{max} sono indicate le azioni normali di compressione massime.
- N_{min} sono indicate le azioni normali di compressione minime o di trazione.

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	ELEMENTO	COMBINAZIONE	N_{sd} [kN]	V_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]
SLE QUASI PERMANENTE	N_{max}	P.DX.1	SLE-QP.1	-24,99	-30,43	-25,36
	N_{min}	P.DX.5	SLE-QP.1	0,00	0,00	0,00
	M_{max}	P.SX.1	SLE-QP.1	-24,99	30,43	25,36
	M_{min}	P.DX.1	SLE-QP.1	-24,99	-30,43	-25,36
	V_{max}	P.SX.1	SLE-QP.1	-24,99	30,43	25,36
SLE FREQUENTE	N_{max}	P.DX.1	SLE-FR.1	-24,99	-41,40	-43,66
	N_{min}	P.CENT.5	SLE-FR.1	0,00	0,00	0,00
	M_{max}	P.SX.1	SLE-FR.1	-24,99	41,40	43,66
	M_{min}	P.DX.1	SLE-FR.1	-24,99	-41,40	-43,66
	V_{max}	P.SX.1	SLE-FR.1	-24,99	41,40	43,66
SLE CARATTERISTICA	N_{max}	P.DX.1	SLE-CAR.2	-24,99	-46,73	-50,32
	N_{min}	P.CENT.5	SLE-CAR.2	0,00	0,00	0,00
	M_{max}	P.SX.1	SLE-CAR.2	-24,99	46,73	50,32
	M_{min}	P.DX.1	SLE-CAR.2	-24,99	-46,73	-50,32
	V_{max}	P.SX.1	SLE-CAR.2	-24,99	46,73	50,32

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	ELEMENTO	COMBINAZIONE	N_{sd} [kN]	V_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]
SLU - STR	N_{max}	P.SX.1	SLU-STR.1	-33,74	63,08	67,93
	N_{min}	P.CENT.5	SLU-STR.2	0,00	0,00	0,00
	M_{max}	P.SX.1	SLU-STR.1	-33,74	63,08	67,93
	M_{min}	P.DX.1	SLU-STR.1	-33,74	-63,08	-67,93
	V_{max}	P.SX.1	SLU-STR.1	-33,74	63,08	67,93
SLU - SISMA	N_{max}	P.SX.1	SISMA.1	-24,99	55,75	57,01
	N_{min}	P.CENT.5	SISMA.1	0,00	0,00	0,00
	M_{max}	P.SX.1	SISMA.1	-24,99	55,75	57,01
	M_{min}	P.DX.1	SISMA.1	-24,99	-27,60	-21,83
	V_{max}	P.SX.1	SISMA.1	-24,99	55,75	57,01

12.1.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40.

L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

L'armatura longitudinale di ripartizione è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

Per l'armatura a tagli sono previste delle spille di legatura Ø10/40x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

12.1.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -24,99\text{kN}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 25,36\text{ kNm}$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays input data for a rectangular section with width $b = 100\text{ cm}$ and height $h = 40\text{ cm}$. The effective depth is $d = 34,2\text{ cm}$. The number of reinforcement layers is set to 2. The applied normal force is $N = 24,99\text{ kN}$ and the bending moment is $M = 25,36\text{ kNm}$. The software uses the 'Metodo n' for calculation. The results show a concrete stress $\sigma_c = -1,762\text{ N/mm}^2$ and a steel stress $\sigma_s = 68,7\text{ N/mm}^2$. The concrete strain is $\epsilon_s = 0,3435\text{ ‰}$. The interface also shows material properties for B450C steel and C28/35 concrete.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,76\text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60\text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 68,70\text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00\text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -24,99$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 43,66$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** [Empty field]
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5,8
2	10,05	34,2
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. Metodo n
 - N_{Ed}: 0
 - M_{Ed}: 0
 - M_{yEd}: 0
 - 24,99 kN
 - 43,66 kNm
 - 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: $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm²
 - C28/35: $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $f_{cd} = 15,87$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_{c,adm} = 11$, $\tau_{co} = 0,6667$, $\tau_{c1} = 1,971$
- Stress Results:**
 - $\sigma_c = -3,031$ N/mm²
 - $\sigma_s = 127,2$ N/mm²
 - $\epsilon_s = 0,6358$ ‰
 - d = 34,2 cm
 - x = 9,008, x/d = 0,2634
 - $\delta = 0,7692$
- Buttons:** Verifica, N° iterazioni: 4, Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,03 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 127,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -24,99$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 50,32$ kN/m.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data input and output sections.

Materiali: B450C and C28/35. Properties for B450C: $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm². Properties for C28/35: $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $f_{cd} = 15,67$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_{c,adm} = 11$, $T_{co} = 0,6667$, $T_{c1} = 1,971$.

Caratteristiche geometriche: N° strati barre = 2. Table 1: N°=1, b [cm]=100, h [cm]=40, As [cm²]=10,05, d [cm]=5,8. Table 2: N°=2, b [cm]=100, h [cm]=40, As [cm²]=10,05, d [cm]=34,2.

Carichi e Sollecitazioni: $N_{Ed} = 0$, $M_{xEd} = 0$, $M_{yEd} = 0$. Metodo n.

Calcolo: $\sigma_c = -3,492$ N/mm², $\sigma_s = 148,4$ N/mm², $\epsilon_s = 0,7422$ ‰, $d = 34,2$ cm, $x = 8,921$, $x/d = 0,2608$, $\delta = 0,766$. N° iterazioni: 4. Verifica: Precompresso.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,49 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 148,4 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III.

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:

Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:

apertura fessure

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

w_1

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **68,70** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} **16** [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} **200,00** [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 25,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:

apertura fessure

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

w_2

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **127,20** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} 16 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} 200,00 [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 32,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 300,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

12.1.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLU-STR.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -33,74$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 67,93$ kN/m.

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

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

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	5,8
			2	10,05	34,2

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 33,74 0 kN
 M_{xEd} 67,93 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

Materiali:
 B450C C28/35
 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} 15,87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

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

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

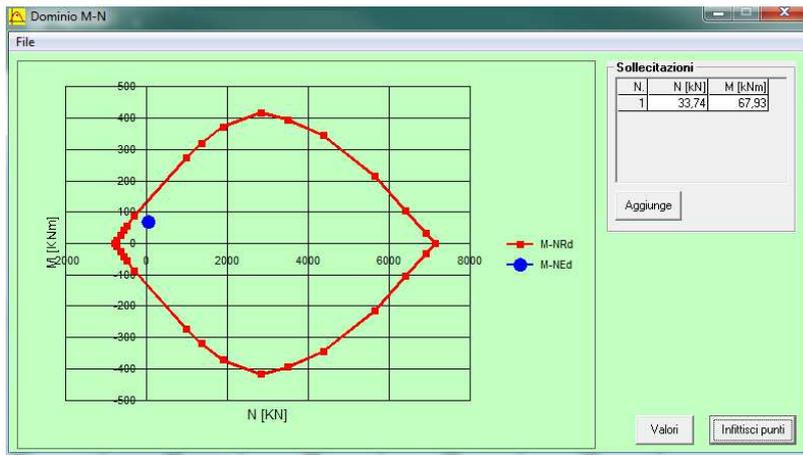
Calcoli:
 M_{Rd} 139,6 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 22,19 ‰
 d 34,2 cm
 x 4,659 x/d 0,1362
 δ 0,7

Altri parametri:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 Tipo rottura
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 139,60$ kN/m $>$ $M_{sd} = 67,93$ kN/m.

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.1.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLU-STR.1**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{sd} = 63,08$ kN.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="C28/35"/>		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	<input type="text" value="B450C"/>		
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	63,08	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barra}	\varnothing_{barra} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{r,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	16	2,01	10,05
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				10,05

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.1.3.1

$$V_{sd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{0,5}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,435	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_l	0,0028	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	156,59	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	2,48	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

12.2 VERIFICHE SOLETTA INFERIORE

Poiché i ritzi sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

12.2.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- N_{max}
- N_{min}
- M_{max}
- M_{min}
- V_{max}
- V_{min}

Con:

- N_{max} sono indicate le azioni normali di compressione massime.
- N_{min} sono indicate le azioni normali di compressione minime o di trazione.

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	ELEMENTO	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	V_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]
SLE QUASI PERMANENTE	N_{max}	S.I.2	SLE-QP.1	-59,63	17,39	69,17
	N_{min}	S.I.11	SLE-QP.1	0,00	12,08	0,00
	M_{max}	S.I.2	SLE-QP.1	-59,63	17,39	69,17
	M_{min}	S.I.1	SLE-QP.1	0,00	-15,18	0,00
	V_{max}	S.I.10	SLE-QP.1	-59,63	-39,23	56,45
SLE FREQUENTE	N_{max}	S.I.2	SLE-FR.1	-62,00	10,56	98,11
	N_{min}	S.I.11	SLE-FR.1	0,00	8,01	1,76
	M_{max}	S.I.2	SLE-FR.1	-62,00	10,56	98,11
	M_{min}	S.I.1	SLE-FR.1	0,00	-18,60	0,00
	V_{max}	S.I.5	SLE-FR.1	-61,99	39,83	82,68
SLE CARATTERISTICA	N_{max}	S.I.2	SLE-CAR.2	-69,45	10,56	111,16
	N_{min}	S.I.11	SLE-CAR.2	0,00	15,51	0,00
	M_{max}	S.I.2	SLE-CAR.2	-69,45	10,56	111,16
	M_{min}	S.I.1	SLE-CAR.2	0,00	-18,59	0,00
	V_{max}	S.I.5	SLE-CAR.2	-69,44	39,83	95,71

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	ELEMENTO	COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	V_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]
SLU - STR	N_{max}	S.I.2	SLU-STR.1	-93,76	14,26	150,06
	N_{min}	S.I.11	SLU-STR.1	0,00	20,93	0,00
	M_{max}	S.I.2	SLU-STR.1	-93,76	14,26	150,06
	M_{min}	S.I.1	SLU-STR.1	0,00	-25,10	0,00
	V_{max}	S.I.5	SLU-STR.1	-93,74	53,78	129,21
SLU - SISMA	N_{max}	S.I.2	SISMA.1	-92,39	38,78	119,91
	N_{min}	S.I.1	SISMA.1	3,33	-12,36	0,00
	M_{max}	S.I.2	SISMA.1	-89,97	25,46	128,48
	M_{min}	S.I.1	SISMA.1	3,33	-12,36	0,00
	V_{max}	S.I.5	SISMA.1	-85,78	54,83	87,50

12.2.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 200.

L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- Ø16/20 esterni
- Ø16/20 interni

L'armatura longitudinale di ripartizione è prevista come segue:

- Ø16/20 esterni
- Ø16/20 interni
- Per l'armatura a tagli sono previste delle spille di legatura Ø10/40x40.
- Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

12.2.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -59,63$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 69,17$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key data points include:

- Section Properties:** b [cm] = 100, h [cm] = 200.
- Reinforcement:** N* strati barre = 2. Table shows N*, As [cm²], and d [cm] for two layers.
- Applied Forces:** N_{Ed} = 59,63 kN, M_{xEd} = 69,17 kNm, M_{yEd} = 0.
- Material Properties:** B450C (f_{yk} = 450 N/mm², E_s = 200.000 N/mm²) and C28/35 (f_{ck} = 28 N/mm², E_c = 29.000 N/mm²).
- Calculated Stresses:** σ_c = -0,261 N/mm², σ_s = 10,88 N/mm².
- Other Parameters:** ε_s = 0,0544 ‰, d = 194,2 cm, x = 51,39 cm, x/d = 0,2646, δ = 0,7708.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,26 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 10,88 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -62,00$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 98,11$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data input and output sections.

Titolo: [Empty field]

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	10,05	5,8
			2	10,05	194,2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 0, **62,00** kN
M xEd: 0, **98,11** 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, C28/35

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -0,4102 N/mm ²
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰	σ_s 24,12 N/mm ²
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 15,87	ϵ_s 0,1206 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8	d 194,2 cm
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11	x 39,47 x/d 0,2033
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6667	δ 0,7
	τ_{c1} 1,971	

Verifica: N° iterazioni: 5

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,41 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 24,12 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -69,45$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 111,16$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data input and output sections.

Titolo: [Empty field]

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5,8
2	10,05	194,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 69,45 kN
 M_{xEd} 0 111,16 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C	C28/35
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} 15,67
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,6667
	τ_{c1} 1,971

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

Verifica

σ_c -0,4659 N/mm²
 σ_s 27,65 N/mm²
 ϵ_s 0,1383 ‰
d 194,2 cm
x 39,18 x/d 0,2017
 δ 0,7

N° iterazioni: 5

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,46 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 27,65 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III.

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:

Aggressive

Armatura:

Poco sensibile

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_1

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ 10,88 [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} 16 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} 200,00 [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 25,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_2

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ 24,12 [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} 16 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} 200,00 [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 32,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 300,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

12.2.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLU-STR.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -93,76$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 150,06$ kN/m.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	10,05	5,8
			2	10,05	194,2

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 93,76 0 kN
 M_{xEd} 150,06 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C28/35
 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} 15,87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{Rd} 849,3 kNm
 σ_c -15,78 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 1,847 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 194,2 cm
 x 5,172 x/d 0,02663
 δ 0,7

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

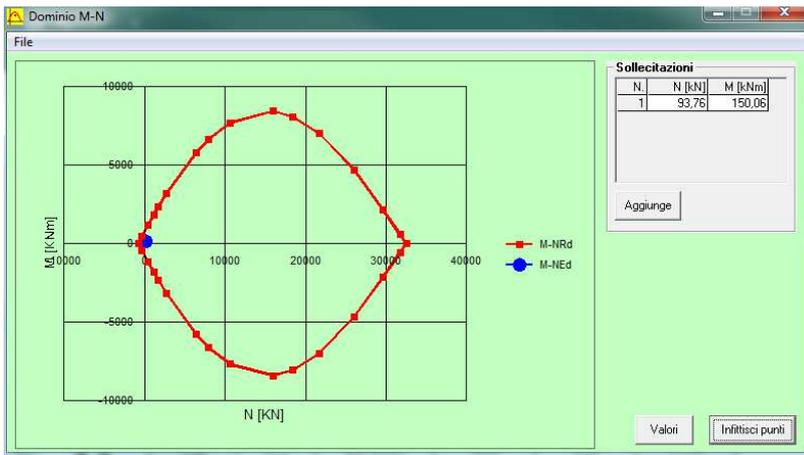
L_0 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 150,06 \text{ kN/m} > M_{sd} = 849,30 \text{ kN/m.}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SISMA.1**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 54,83$ kN.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	200,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	196,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="C28/35"/>		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	<input type="text" value="B450C"/>		
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	54,83	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barra}	\varnothing_{barra} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{r,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	16	2,01	10,05
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				10,05

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.1.3.1

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

Coefficiente k:	k	1,32	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,286	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_t	0,0005	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	560,38	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V$	10,22	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

13 VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE 2-2

13.1 VERIFICHE RITTI

Poiché i ritti sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

13.1.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- N_{max}
- N_{min}
- M_{max}
- M_{min}
- V_{max}
- V_{min}

Con:

- N_{max} sono indicate le azioni normali di compressione massime.
- N_{min} sono indicate le azioni normali di compressione minime o di trazione.

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	ELEMENTO	COMBINAZIONE	N_{sd} [kN]	V_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]
SLE QUASI PERMANENTE	N_{max}	P.DX.1	SLE-QP.1	-53,87	-44,13	-20,51
	N_{min}	P.CENT.5	SLE-QP.1	-9,37	-1,95	4,30
	M_{max}	P.DX.1	SLE-QP.1	-53,87	-44,13	-20,51
	M_{min}	P.DX.4	SLE-QP.1	-37,12	-1,14	14,06
	V_{max}	P.DX.1	SLE-QP.1	-53,87	-44,13	-20,51
SLE FREQUENTE	N_{max}	P.CENT.1	SLE-FR.2	-80,08	-4,90	-4,38
	N_{min}	P.CENT.5	SLE-FR.3	-9,37	-1,95	4,30
	M_{max}	P.DX.3	SLE-FR.1	-63,12	-0,12	17,01
	M_{min}	P.DX.1	SLE-FR.1	-79,87	-53,81	-24,82
	V_{max}	P.DX.1	SLE-FR.1	-79,87	-53,81	-24,82
SLE CARATTERISTICA	N_{max}	P.CENT.1	SLE-CAR.2	-92,20	-5,95	-5,32
	N_{min}	P.SX.5	SLE-CAR.1	-23,17	-26,09	11,08
	M_{max}	P.DX.4	SLE-CAR.4	-71,79	0,22	17,99
	M_{min}	P.DX.1	SLE-CAR.4	-88,54	-57,04	-26,25
	V_{max}	P.DX.1	SLE-CAR.4	-88,54	-57,04	-26,25

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	ELEMENTO	COMBINAZIONE	N_{sd} [kN]	V_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]
SLU - STR	N_{max}	P.CENT.1	SLU-STR.1	-124,83	-8,00	-7,13
	N_{min}	P.SX.5	SLU-STR.3	-30,96	-34,93	14,74
	M_{max}	P.DX.3	SLU-STR.2	-96,92	0,30	24,29
	M_{min}	P.DX.1	SLU-STR.2	-119,52	-77,00	-35,44
	V_{max}	P.DX.1	SLU-STR.2	-119,52	-77,00	-35,44
SLU - SISMA	N_{max}	P.DX.1	SISMA.1	-61,13	-32,31	1,99
	N_{min}	P.SX.5	SISMA.1	0,08	-26,79	-2,87
	M_{max}	P.SX.1	SISMA.1	-31,91	63,41	32,46
	M_{min}	P.DX.6	SISMA.1	-24,14	26,00	-22,31
	V_{max}	P.SX.1	SISMA.1	-31,91	63,41	32,46

13.1.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40.

L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

L'armatura longitudinale di ripartizione è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

Per l'armatura a tagli sono previste delle spille di legatura Ø10/40x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

13.1.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -53,87\text{kN}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -20,51\text{ kN/m}$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input and output parameters for a rectangular section verification. The input data includes section dimensions (b=100 cm, h=40 cm), material properties (B450C and C25/30), and applied loads (N_{Ed} = -53.87 kN, M_{Ed} = -20.51 kNm). The output data shows calculated stresses (σ_c = -1.401 N/mm², σ_s = 39.67 N/mm²) and strains (ε_s = 0.1984 ‰). The software also displays a diagram of the section and a table of reinforcement data.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	5,8
2			2	10,05	34,2

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,40 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 39,67 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.1.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -79,87$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -24,82$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data input fields and tables.

Section Data:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	5,8
			2	10,05	34,2

Materials:

Material	ϵ_{su} ‰	ϵ_{c2} ‰	σ_c N/mm²	σ_s N/mm²
B450C	67,5	2	-1,673	41,49
C25/30				

Calculation Results:

- $\sigma_c = -1,673$ N/mm²
- $\sigma_s = 41,49$ N/mm²
- $\epsilon_s = 0,2075$ ‰
- $d = 34,2$ cm
- $x = 12,89$ cm
- $x/d = 0,3768$
- $\delta = 0,9111$

Verification: N° iterazioni: 4. Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,67 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 41,49 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.1.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.4**.
L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -88,54$ kN.
Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -26,25$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data input and output sections.

Section Data:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	5,8
			2	10,05	34,2

Material Properties:

Material	ϵ_{su} ‰	ϵ_{cu} ‰	f_{yd} N/mm²	f_{cd} N/mm²	E_s/E_c	$\sigma_{c,adm}$ N/mm²	τ_{co}	τ_{c1}
B450C	67,5	2	391,3	3,5	15	9,75	0,6	1,829
C25/30								

Calculation Results:

- $\sigma_c = -1,762$ N/mm²
- $\sigma_s = 42,19$ N/mm²
- $\epsilon_s = 0,211$ ‰
- $d = 34,2$ cm
- $x = 13,17$ cm
- $x/d = 0,3852$
- $\delta = 0,9215$

Other Parameters:

- $N_{Ed} = 0$ kN
- $M_{xEd} = 0$ kNm
- $M_{yEd} = 0$ kNm
- Method: Metodo n
- Point of application N: Centro
- Iteration count: 4
- Precompressed:

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 1,76 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 42,19 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.1.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III. Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:

Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	39,67	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	41,49	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

13.1.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLU-STR.2**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -119,52$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -35,44$ kN/m.

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

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

TITOLO: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	5,8
			2	10,05	34,2

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 119,52 0 kN
M_{xEd} -35,44 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

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 ‰ σ_{c,adm} 9,75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

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

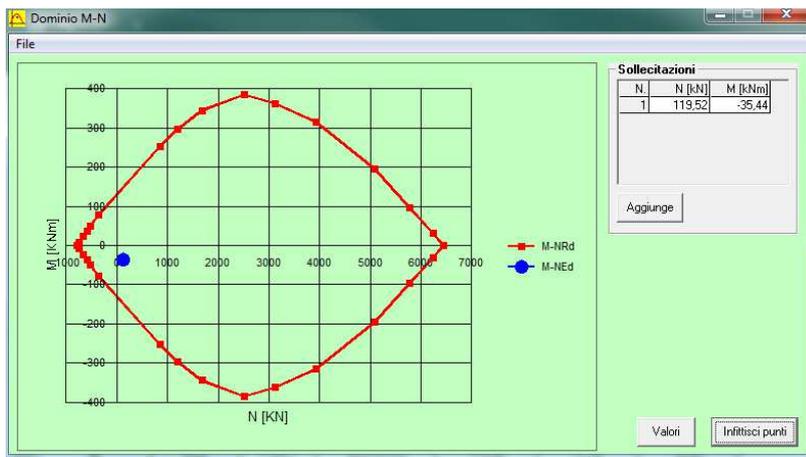
Precompresso

M_{xRd} -150,3 kN m
σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 19,57 ‰
d 34,2 cm
x 5,188 x/d 0,1517
δ 0,7

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -150,30 \text{ kN/m} > M_{sd} = -35,44 \text{ kN/m.}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.1.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLU-STR.2**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 77,00$ kN.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	C28/35		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	B450C		
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	77,00	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barre} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	16	2,01	10,05
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				10,05

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

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

Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,435	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0028	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	156,59	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d}/V_{S,d}$	2,03	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

13.2 VERIFICHE SOLETTA SUPERIORE

Poiché la soletta è armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto lo sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

13.2.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- N_{max}
- N_{min}
- M_{max}
- M_{min}
- V_{max}
- V_{min}

Con:

- N_{max} sono indicate le azioni normali di compressione massime.
- N_{min} sono indicate le azioni normali di compressione minime o di trazione.

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	ELEMENTO	COMBINAZIONE	N_{sd} [kN]	V_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]
SLE QUASI PERMANENTE	N_{max}	S.S.8	SLE-QP.1	-19,01	11,07	-5,07
	N_{min}	S.S.1	SLE-QP.1	-17,06	-11,61	-8,18
	M_{max}	S.S.6	SLE-QP.1	-19,01	0,29	3,09
	M_{min}	S.S.9	SLE-QP.1	-19,01	13,88	-9,75
	V_{max}	S.S.9	SLE-QP.1	-19,01	13,88	-9,75
SLE FREQUENTE	N_{max}	S.S.4	SLE-FR.1	-33,93	-31,74	-11,40
	N_{min}	S.S.1	SLE-FR.3	-17,06	-11,61	-8,18
	M_{max}	S.S.7	SLE-FR.2	-32,04	2,05	11,13
	M_{min}	S.S.9	SLE-FR.1	-33,93	36,88	-19,24
	V_{max}	S.S.9	SLE-FR.1	-33,93	36,88	-19,24
SLE CARATTERISTICA	N_{max}	S.S.9	SLE-CAR.4	-38,90	44,55	-22,40
	N_{min}	S.S.1	SLE-CAR.1	-27,14	-17,17	-11,19
	M_{max}	S.S.7	SLE-CAR.2	-37,01	2,09	13,84
	M_{min}	S.S.9	SLE-CAR.4	-38,90	44,55	-22,40
	V_{max}	S.S.9	SLE-CAR.4	-38,90	44,55	-22,40

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	ELEMENTO	COMBINAZIONE	N_{sd} [kN]	V_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]
SLU - STR	N_{max}	S.S.4	SLU-STR.2	-52,52	-53,08	-19,48
	N_{min}	S.S.1	SLU-STR.3	-36,35	-22,88	-14,91
	M_{max}	S.S.7	SLU-STR.1	-49,68	2,75	18,73
	M_{min}	S.S.9	SLU-STR.2	-52,52	60,14	-30,24
	V_{max}	S.S.9	SLU-STR.2	-52,52	60,14	-30,24
SLU - SISMA	N_{max}	S.S.3	SISMA.1	-30,34	10,58	-8,60
	N_{min}	S.S.4	SISMA.1	-21,94	-1,73	7,77
	M_{max}	S.S.5	SISMA.1	-22,40	1,08	7,90
	M_{min}	S.S.9	SISMA.1	-25,66	21,14	-21,83
	V_{max}	S.S.9	SISMA.1	-25,66	21,14	-21,83

13.2.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 30.

L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

L'armatura longitudinale di ripartizione è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

Per l'armatura a tagli sono previste delle spille di legatura Ø10/40x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

13.2.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -19,01 \text{ kN}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -9,75 \text{ kNm}$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key data points include:

- Section Properties:** N° strati barre = 2, b [cm] = 100, h [cm] = 30.
- Material Properties:** B450C (E_{su} = 67,5‰, f_{yd} = 391,3 N/mm², E_s = 200.000 N/mm²), C25/30 (E_{c2} = 2‰, E_{cu} = 3,5‰, f_{cd} = 14,17 N/mm²).
- Loads:** N_{Ed} = 19,01 kN, M_{xEd} = -9,75 kNm, M_{yEd} = 0.
- Calculation Results:** σ_c = -1,198 N/mm², σ_s = 35,13 N/mm², ε_s = 0,1756‰, d = 24,2 cm, x/d = 0,3384, δ = 0,863.
- Methodology:** Metodo n selected for both S.L.U. and calculation.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,98 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 35,13 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.2.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -33,93$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -19,24$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data input fields. The 'Materiali' section shows properties for B450C and C25/30. The 'Sollecitazioni' section shows $N_{Ed} = 0$, $M_{xEd} = 0$, $M_{yEd} = 0$, and $N_{sd} = 33,93$ kN, $M_{sd} = -19,24$ kNm. The 'P.to applicazione N' section shows 'Centro' selected. The 'Metodo di calcolo' section shows 'Metodo n' selected. The 'Verifica' section shows $\sigma_c = -2,367$ N/mm², $\sigma_s = 71,1$ N/mm², $\epsilon_s = 0,3555$ ‰, $d = 24,2$ cm, $x = 8,06$ cm, $x/d = 0,333$, and $\delta = 0,8563$. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,36 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 71,1 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.2.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.4**.
L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -38,90$ kN.
Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -22,40$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and several data input and output sections.

Table 1: Section Properties

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

Table 2: Reinforcement Properties

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5,8
2	10,05	24,2

Material Properties (Materials):

- B450C:** $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm².
- C25/30:** $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $f_{cd} = 14,17$ N/mm², $\sigma_{c,adm} = 9,75$ N/mm², $\tau_{co} = 0,6$, $\tau_{c1} = 1,829$.

Calculation Results:

- $\sigma_c = -2,756$ N/mm²
- $\sigma_s = 83,08$ N/mm²
- $\epsilon_s = 0,4154$ ‰
- $d = 24,2$ cm
- $x = 8,041$, $x/d = 0,3323$
- $\delta = 0,8553$

Other Parameters:

- Normative: NTC 2008
- Section Type: Rettan.re (checked)
- Point of application N: Centro (checked)
- Method of calculation: Metodo n (checked)
- Iterations: 4
- Precompressed:

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 2,75 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 83,08 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.2.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III. Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:

Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	35,13	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	71,10	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

13.2.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLU-STR.2**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -52,52$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -30,24$ kN/m.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10,05	5,8
			2	10,05	24,2

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 52,52 0 kN
M_{xEd} -30,24 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

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 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 13,63 ‰
d 24,2 cm
x 4,944 x/d 0,2043
δ 0,7

M_{xRd} -98,42 kN m

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

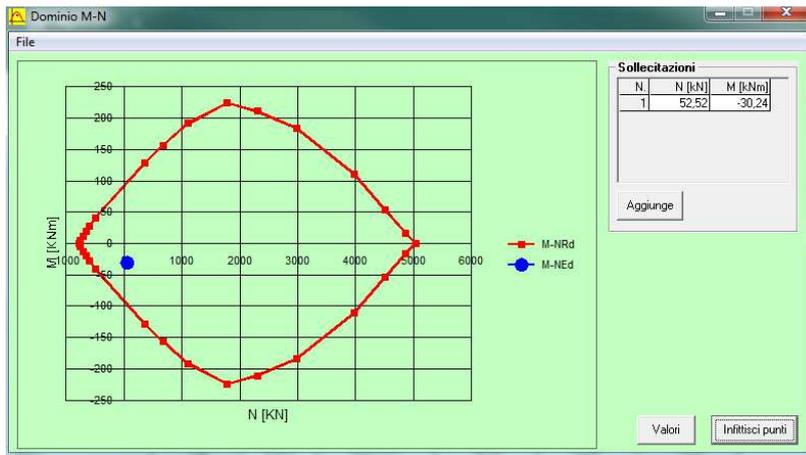
Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -98,42 \text{ kN/m} > M_{sd} = -30,24 \text{ kN/m.}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.2.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLU-STR.2**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 60,14$ kN.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	30,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	26,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="C28/35"/>		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	<input type="text" value="B450C"/>		
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	60,14	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	16	2,01	10,05
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				10,05

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1

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

Coefficiente k:	k	1,88	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,485	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0039	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	131,14	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d}/V_{S,d}$	2,18	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

13.3 VERIFICHE SOLETTA INFERIORE H=200 CM

Poiché la soletta è armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto lo sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

13.3.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- N_{max}
- N_{min}
- M_{max}
- M_{min}
- V_{max}
- V_{min}

Con:

- N_{max} sono indicate le azioni normali di compressione massime.
- N_{min} sono indicate le azioni normali di compressione minime o di trazione.

ZATTERA DI FONDAZIONE sp. 2m						
GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	ELEMENTO	COMBINAZIONE	N_{sd} [kN]	V_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]
SLE QUASI PERMANENTE	N_{max}	S.I.2	SLE-QP.1	-63,53	32,96	50,69
	N_{min}	S.I.1	SLE-QP.1	0,00	-7,42	2,48
	M_{max}	S.I.2	SLE-QP.1	-63,53	32,96	50,69
	M_{min}	S.I.1	SLE-QP.1	0,00	-17,42	0,00
	V_{max}	S.I.2	SLE-QP.1	-63,53	46,29	40,13
SLE FREQUENTE	N_{max}	S.I.2	SLE-FR.1	-79,58	35,21	66,61
	N_{min}	S.I.1	SLE-FR.1	0,00	-9,99	3,00
	M_{max}	S.I.2	SLE-FR.1	-79,58	35,21	66,61
	M_{min}	S.I.1	SLE-FR.1	0,00	-19,98	0,00
	V_{max}	S.I.2	SLE-FR.1	-79,58	48,54	55,44
SLE CARATTERISTICA	N_{max}	S.I.2	SLE-CAR.4	-84,92	35,95	71,91
	N_{min}	S.I.1	SLE-CAR.4	0,00	-10,84	3,17
	M_{max}	S.I.2	SLE-CAR.4	-84,92	35,95	71,91
	M_{min}	S.I.1	SLE-CAR.4	0,00	-20,84	0,00
	V_{max}	S.I.2	SLE-CAR.4	-84,92	49,28	60,55

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	ELEMENTO	COMBINAZIONE	N_{sd} [kN]	V_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]
SLU - STR	N_{max}	S.I.2	SLU-STR.2	-114,65	48,54	97,08
	N_{min}	S.I.1	SLU-STR.2	0,01	-28,13	0,00
	M_{max}	S.I.2	SLU-STR.2	-114,65	48,54	97,08
	M_{min}	S.I.1	SLU-STR.4	0,01	-26,97	0,00
	V_{max}	S.I.2	SLU-STR.2	-114,65	66,53	81,74
SLU - SISMA	N_{max}	S.I.2	SISMA.1	-105,19	50,32	100,51
	N_{min}	S.I.1	SISMA.1	3,84	-10,86	0,00
	M_{max}	S.I.2	SISMA.1	-102,77	36,99	112,15
	M_{min}	S.I.1	SISMA.1	3,84	-10,86	0,00
	V_{max}	S.I.2	SISMA.1	-105,19	50,32	100,51

13.3.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 200.

L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

L'armatura longitudinale di ripartizione è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

Per l'armatura a tagli sono previste delle spille di legatura Ø10/40x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

13.3.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -63,53\text{kN}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 50,69\text{ kN/m}$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input and output parameters for a structural verification calculation.

Input Data:

- Section: Rectangular (Rettan.re)
- Base (b): 100 cm, Height (h): 200 cm
- Number of bars (N* strati barre): 2
- Bar 1: $A_s = 10,05\text{ cm}^2$, $d = 5,8\text{ cm}$
- Bar 2: $A_s = 10,05\text{ cm}^2$, $d = 194,2\text{ cm}$
- Application point (P.to applicazione N): Centro
- Method (Metodo di calcolo): Metodo n
- Material: B450C (steel), C25/30 (concrete)
- Applied load (N_{Ed}): 63,53 kN
- Applied moment (M_{Ed}): 50,69 kNm

Material Properties:

- Steel (B450C): $\epsilon_{su} = 67,5\%$, $f_{yd} = 391,3\text{ N/mm}^2$, $E_s = 200.000\text{ N/mm}^2$, $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957\%$, $\sigma_{s,adm} = 255\text{ N/mm}^2$
- Concrete (C25/30): $\epsilon_{c2} = 2\%$, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 14,17$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_{c,adm} = 9,75$, $T_{co} = 0,6$, $T_{c1} = 1,829$

Calculation Results:

- Concrete stress (σ_c): $-0,1505\text{ N/mm}^2$
- Steel stress (σ_s): $2,871\text{ N/mm}^2$
- Steel strain (ϵ_s): $0,01435\%$
- Effective depth (d): $194,2\text{ cm}$
- Relative effective depth (x/d): $0,4401$
- Relative effective depth (x): $85,47$
- Relative effective depth (δ): $0,9902$
- Iterations (N* iterazioni): 5

The interface also includes a diagram of the rectangular section with reinforcement bars and a 'Verifica' button.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,15\text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60\text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 2,87\text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00\text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -79,58$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 66,61$ kN/m.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data input and output sections.

Materiali:

Materiali	B450C	C25/30
ϵ_{su}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	3,5
E_s	200.000 N/mm ²	14,17
E_s/E_c	15	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	0,6
		τ_{c1} 1,829

Sezione:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	100	200	1	10,05	5,8
			2	10,05	194,2

Sollecitazioni:

S.L.U.	Metodo n
N_{Ed}	79,58 kN
M_{xEd}	66,61 kNm
M_{yEd}	0

Calcolo:

$\sigma_c = -0,2046$ N/mm²
 $\sigma_s = 4,442$ N/mm²
 $\epsilon_s = 0,02221$ ‰
 $d = 194,2$ cm
 $x = 79,35$ $x/d = 0,4086$
 $\delta = 0,9508$

Buttons: Verifica, N° iterazioni: 5, Precompresso.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,20 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 4,44 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III. Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:

Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	2,87	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	4,44	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

13.3.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SISMA.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -102,77$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 112,15$ kN/m.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	10,05	5,8
			2	10,05	194,2

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

Calcoli:

- M_{Rd} 856,7 kN m
- σ_c -14,16 N/mm²
- σ_s 391,3 N/mm²
- ϵ_c 1,959 ‰
- ϵ_s 67,5 ‰
- d 194,2 cm
- x 5,477 x/d 0,0282
- δ 0,7

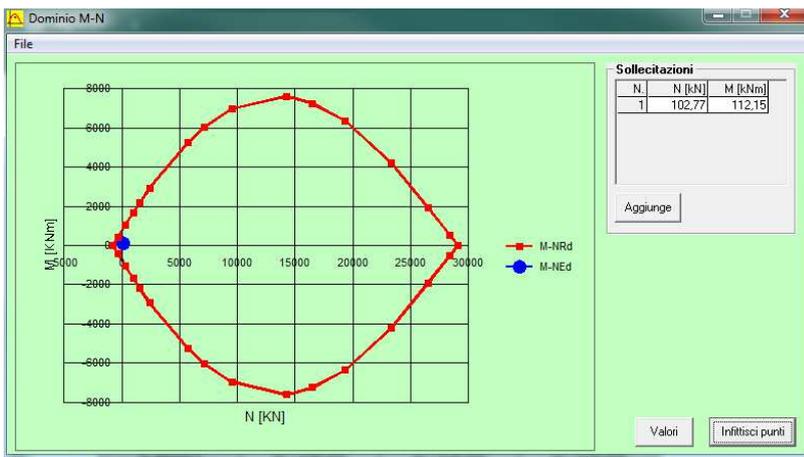
Parametri di sezione:

- 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. 100
- Calcola MRd Dominio M-N
- L₀ 0 cm Col. modello
- Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 856,7 \text{ kN/m} > M_{sd} = 112,15 \text{ kN/m.}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLU-STR.2**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 66,53$ kN.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	200,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	196,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	C28/35		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	B450C		
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	66,53	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	16	2,01	10,05
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				10,05

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1

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

Coefficiente k:	k	1,32	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,286	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0005	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	560,38	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	8,42	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

13.4 VERIFICHE SOLETTA INFERIORE H=100 CM

Poiché la soletta è armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto lo sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

13.4.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- N_{max}
- N_{min}
- M_{max}
- M_{min}
- V_{max}
- V_{min}

Con:

- N_{max} sono indicate le azioni normali di compressione massime.
- N_{min} sono indicate le azioni normali di compressione minime o di trazione.

ZATTERA DI FONDAZIONE sp. 1m						
GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	ELEMENTO	COMBINAZIONE	N_{sd} [kN]	V_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]
SLE QUASI PERMANENTE	N_{max}	S.I.10	SLE-QP.1	-61,58	-45,08	39,46
	N_{min}	S.I.11	SLE-QP.1	0,00	7,57	0,00
	M_{max}	S.I.10	SLE-QP.1	-61,58	-45,08	39,46
	M_{min}	S.I.6	SLE-QP.1	-61,56	25,58	-12,44
	V_{max}	S.I.10	SLE-QP.1	-61,58	-54,46	20,79
SLE FREQUENTE	N_{max}	S.I.10	SLE-FR.1	-74,45	-62,21	46,88
	N_{min}	S.I.11	SLE-FR.1	0,01	10,15	0,00
	M_{max}	S.I.10	SLE-FR.1	-74,45	-62,21	46,88
	M_{min}	S.I.8	SLE-FR.2	-51,48	-32,11	-20,70
	V_{max}	S.I.5	SLE-FR.2	-51,48	73,36	-0,33
SLE CARATTERISTICA	N_{max}	S.I.10	SLE-CAR.4	-78,74	-67,92	49,36
	N_{min}	S.I.11	SLE-CAR.4	0,01	11,01	0,00
	M_{max}	S.I.10	SLE-CAR.4	-78,74	-67,92	49,36
	M_{min}	S.I.8	SLE-CAR.2	-55,77	-32,88	-22,67
	V_{max}	S.I.5	SLE-CAR.2	-55,77	79,99	1,07

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	ELEMENTO	COMBINAZIONE	N_{sd} [kN]	V_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]
SLU - STR	N_{max}	S.I.10	SLU-STR.2	-106,30	-91,69	66,63
	N_{min}	S.I.11	SLU-STR.2	0,01	14,87	0,00
	M_{max}	S.I.10	SLU-STR.2	-106,30	-91,69	66,63
	M_{min}	S.I.8	SLU-STR.1	-71,85	-44,74	-31,16
	V_{max}	S.I.5	SLU-STR.1	-71,85	108,61	1,05
SLU - SISMA	N_{max}	S.I.5	SISMA.1	-102,78	85,38	56,91
	N_{min}	S.I.11	SISMA.1	-3,15	10,19	1,81
	M_{max}	S.I.5	SISMA.1	-101,08	76,00	87,17
	M_{min}	S.I.8	SISMA.1	-77,53	20,33	-4,17
	V_{max}	S.I.5	SISMA.1	-102,78	85,38	56,91

13.4.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 100.

L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

L'armatura longitudinale di ripartizione è prevista come segue:

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

Per l'armatura a tagli sono previste delle spille di legatura Ø10/40x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

13.4.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -61,58\text{kN}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 39,46\text{ kN/m}$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key data points include:

- Section Properties:** Rectangular section (Rettan.re), width $b = 100\text{ cm}$, height $h = 100\text{ cm}$. Reinforcement consists of 2 layers (N* strati barre = 2).
- Reinforcement Data:**

N*	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5,8
2	10,05	94,2
- Applied Forces:** Normal force $N_{Ed} = 61,58\text{ kN}$, Bending moment $M_{Ed} = 39,46\text{ kNm}$.
- Material Properties:**
 - B450C:** $\epsilon_{su} = 67,5\%$, $f_{yd} = 391,3\text{ N/mm}^2$, $E_s = 200.000\text{ N/mm}^2$, $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957\%$, $\sigma_{s,adm} = 255\text{ N/mm}^2$.
 - C25/30:** $\epsilon_{c2} = 2\%$, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 14,17$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_{c,adm} = 9,75$, $T_{co} = 0,6$, $T_{c1} = 1,829$.
- Calculation Results:**
 - Concrete stress $\sigma_c = -0,501\text{ N/mm}^2$
 - Steel stress $\sigma_s = 16,93\text{ N/mm}^2$
 - Effective depth $d = 94,2\text{ cm}$
 - Relative reinforcement $x/d = 0,3075$
 - Relative depth $\delta = 0,8243$
- Methodology:** S.L.U. - Metodo n.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,50\text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60\text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 16,93\text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00\text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.4.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -74,45$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 46,88$ kN/m.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data input fields. The 'Materiali' section shows properties for B450C and C25/30. The 'P.to applicazione N' section shows the application point at the center. The 'Metodo di calcolo' section shows 'Metodo n' selected. The 'Verifica' section shows the results of the calculation, including the stress values $\sigma_c = -0,5921$ N/mm² and $\sigma_s = 19,52$ N/mm².

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm ²]	d [cm]
1	100	100	1	10,05	5,8
			2	10,05	94,2

Materiali	B450C	C25/30
ϵ_{su}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	3,5
E_s	200.000 N/mm ²	14,17
E_s/E_c	15	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	0,6
		1,829

$\sigma_c = -0,5921$ N/mm²
 $\sigma_s = 19,52$ N/mm²
 $E_s = 0,09761$ ‰
 $d = 94,2$ cm
 $x = 29,45$ $x/d = 0,3127$
 $\delta = 0,8309$

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,59 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 19,52 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.4.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.4**.
L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -78,74$ kN.
Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 49,36$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data input/output sections.

Materiali:

Materiali	B450C	C25/30
ϵ_{su}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	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/mm ²	T_{co} 0,6
		T_{c1} 1,829

Carichi e Sollecitazioni:

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

Metodo n: N : 78,74 kN
 M : 49,36 kNm
 0

Proprietà Geometriche:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	100	100	1	10,05	5,8
			2	10,05	94,2

Calcolo Risultati:

σ_c : -0,6234 N/mm²
 σ_s : 20,54 N/mm²
 ϵ_s : 0,1027 ‰
 d : 94,2 cm
 x : 29,47 x/d : 0,3128
 δ : 0,831

Verifica: N° iterazioni: 5

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:
 $\sigma_c = 0,62 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 20,54 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.4.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III.

Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:

Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

 $w_d \leq$

apertura fessure

w_1

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **16,93** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} **16** [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} **200,00** [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 25,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 200,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

 $w_d \leq$

apertura fessure

w_2

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **19,52** [N/mm²]

Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:

\varnothing_{max} 16 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:

s_{max} 200,00 [mm]

Diametro massimo delle barre di armatura consentito:

\varnothing_{max} 32,00 [mm]

Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:

s_{max} 300,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

13.4.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SISMA.1**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = -101,08$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 87,17$ kN/m.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	10,05	5,8
			2	10,05	94,2

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 101,08 0 kN
M_{xEd} 87,17 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 413,8 kN m

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 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
τ_{c1} 1,829 ‰

σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 61,07 ‰
d 94,2 cm
x 5,106 x/d 0,05421
δ 0,7

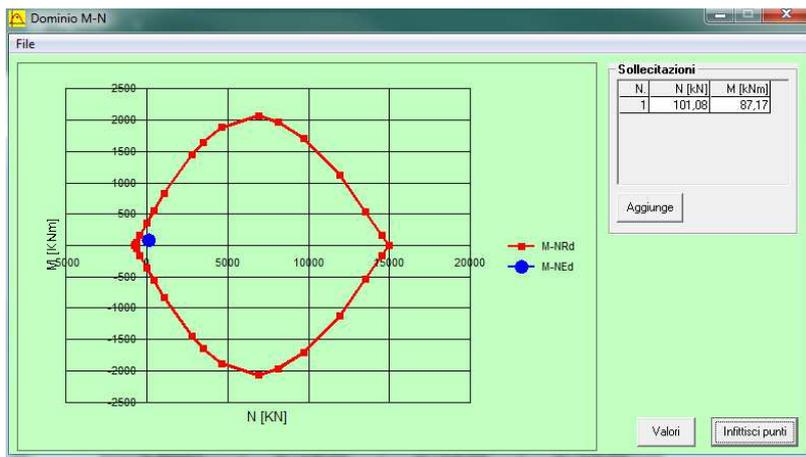
Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 413,8 \text{ kN/m} > M_{sd} = 87,17 \text{ kN/m.}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.4.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLU-STR.1**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 108,61$ kN.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	100,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	96,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	C28/35		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	B450C		
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	108,61	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	16	2,01	10,05
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				10,05

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1

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

Coefficiente k:	k	1,46	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,332	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0010	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	318,31	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d}/V_{S,d}$	2,93	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

14 SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P.

STUDIO CORONA S.r.l.

ECOPLAN S.r.l.

I.T. S.r.l.

E&G S.r.l.

CONSORZIO UNING

ARKE' INGEGNERIA S.r.l.

SETAC S.r.l.

ING. RENATO DEL PRETE

DOTT. DANILO GALLO
