

PROVINCIA DI ANCONA

VII SETTORE – ASSETTO DEL TERRITORIO E AMBIENTE – AREA OO. PP. E SISMICA

PROGETTO STRUTTURALE

Legge Regionale 3-11-1984 n° 33 art. 2 e 3

DPR 6/06/2001 n° 380 art. 93

Lavori di :

REALIZZAZIONE DI RAMPA IN ACCIAIO

Comune di : JESI (AN)

Via XX Luglio – L.go S. Allende

Committente : COMUNE DI JESI

IL PROPRIETARIO

(B) – RELAZIONE SPECIALISTICA

TECNICO-ILLUSTRATIVA

(C) - CALCOLI STRUTTURALI

RELAZIONE SUI MATERIALI

(F) - RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

IL PROGETTISTA E
D.L. STRUTTURALE

Dott. Ing. Andrea Piombetti

Studio Associato di Ingegneria Piombetti Camilletti

Dott. Ing. ANDREA PIOMBETTI

Via Cavour n° 48-50, 60033 Chiaravalle (AN) - Tel. 071/7450872

C.F. PMB NDR 63B11 C615Y - P.IVA 02222710424

DICEMBRE 2015

RELAZIONE GENERALE

INDICE

1.	BIBLIOGRAFIA E NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	2
2.	(B) – RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA	3
3.	TIPOLOGIE STRUTTURALI.....	7
4.	DESTINAZIONE D’USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTI ALLE AZIONI ANTROPICHE.....	12
5.	COMBINAZIONI DELLE AZIONI E SCENARI DI CONTINGENZA (P.TO 2.5.3 D.M. 14-01-08).....	13
6.	AZIONE DELLA NEVE (P.TO 3.4 D.M. 14-01-08).....	14
7.	ANALISI DEI CARICHI	14
8.	CONDIZIONE DI CARICO ELEMENTARE – CASI DI CARICO	15
9.	RELAZIONE SUI MATERIALI (P.TO 4.1.2.1 P.TO 11.2.9 E P.TO 11.3).....	19
10.	(C1) - RELAZIONE DI CALCOLO	21
	11.1 - Misura di sicurezza – verifiche globali.....	21
	11.2 – Misura della sicurezza – verifiche locali.....	23
11.	- RELAZIONE DI CALCOLO DELLA STRUTTURA (PER IL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO).....	28
12.	RELAZIONE SULLE FONDAZIONI (F)	35
13.	ALLEGATI	36

RELAZIONE GENERALE

1. BIBLIOGRAFIA E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- LEGGE NR. 1086 DEL 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- ISTRUZIONI CNR 10024/86 ANALISI MEDIANTE ELABORATORE: IMPOSTAZIONE E REDAZIONE DELLE RELAZIONI DI CALCOLO
- LEGGE NR. 64 DEL 02/02/1974.
PROVVEDIMENTI PER LE COSTRUZIONI CON PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE ZONE SISMICHE.
- D.M. 9 GENNAIO 1996
NORME TECNICHE PER IL CALCOLO, L' ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE
- D.M. 16 GENNAIO 1996
NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE
- D.M. 16 GENNAIO 1996
NORME TECNICHE RELATIVE AI 'CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI'
- ISTRUZIONI CNR 10024/86
ANALISI MEDIANTE ELABORATORE: IMPOSTAZIONE E REDAZIONE DELLE RELAZIONI DI CALCOLO
- CIRCOLARE MINISTERO LL.PP. 15 OTTOBRE 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NORME TECNICHE DI CUI AL D.M. 9 GENNAIO 1996
- CIRCOLARE MINISTERO LL.PP. 10 APRILE 1997 N. 65/AA.GG.
- ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE DI CUI AL D.M. 16 GENNAIO 1996
- D.M. 14/09/05 NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
- O. P.C.M. 3274/2003 e s.m.i. come Norma di Dettaglio per le azioni sismiche
- D.M. 14/01/08 NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

2. (B) – RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA

La presente relazione tecnica è riferita alla realizzazione di una rampa metallica per garantire l'esodo sicuro da un'uscita di sicurezza dell'Asilo Nido "ROMERO", ubicato in via XX Luglio nel Comune di Jesi, nell'ambito del progetto esecutivo per l' "Adeguamento alla normativa antincendio D.M. 16 luglio 2014" del plesso scolastico.



Foto n° 01 – Individuazione Asilo Nido "Romero" da via XX Luglio



Foto n° 2 – Indicazione dell'ubicazione della nuova rampa metallica

La struttura esistente in cui è inserito l'asilo nido è un edificio multipiano in c.a. di cui l'asilo occupa in parte il piano terra.

È necessario prevedere una nuova via di esodo, trasformando una finestra in una porta finestra. Per garantire l'esodo in sicurezza si prevede una rampa metallica realizzata in piano, che si collega alla struttura principale in c.a. mediante delle mensole in acciaio, ancorate alla trave di bordo del solaio di calpestio del piano terra.

La rampa sarà interamente in metallo, sia la pavimentazione costituita da grigliato elettroforgiato e zincato sia la ringhiera e corrimano.

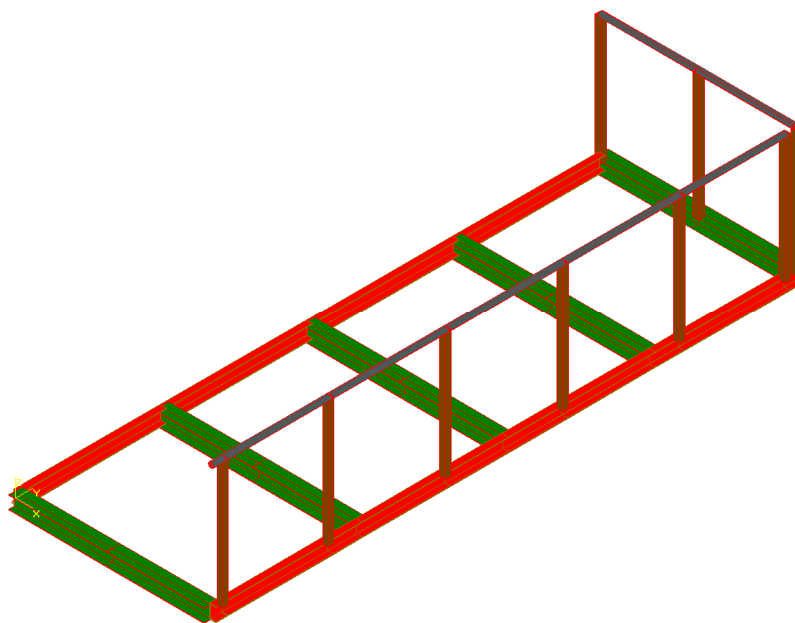
La nuova struttura non costituisce un incremento di carico significativo per la struttura portante in c.a., considerate le dimensioni esigue della rampa e il suo peso limitato. Non costituisce altresì modifica della rigidità della struttura in c.a. . Pertanto l'intervento è definibile come un "Intervento locale" e vengono espone nel seguito le verifiche statiche locali della nuova struttura metallica.

STRUTTURA

Dimensioni: 5,30 m x 1,70 m

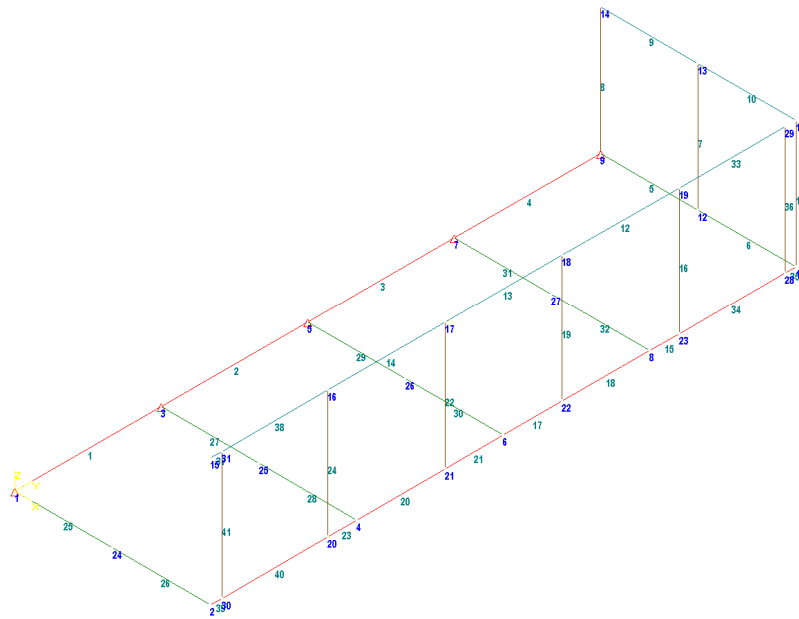
Struttura nel piano composta da 5 mensole collegate in testa:

- 5 travi a mensola HEA 120,
- 2 profili UNP 120 di collegamento e di sostegno del grigliato di calpestio;
- 9 montanti composti da tubi rettangolari 50x50x5 mm;
- Corrimano alto e in basso per bimbi in tubo circolare 48,3x2,9 mm;
- Piastre di ancoraggio e di collegamento.



VISTA ASSONOMETRICA MODELLO NUMERICO

Nel seguito si riporta la numerazione nodale e degli elementi del modello.



VISTA ASSONOMETRICA - STRUTTURA UNIFILARE CON VICOLI E CODICI DI RILASCIO INTERNI

Tutte le dimensioni degli elementi sono riportati nell'elaborato grafico.

Le azioni prese in considerazione nella progettazione e verifica degli elementi strutturali comprendono il peso proprio, i carichi permanenti, i sovraccarichi della folla compatta (400 daN/mq), della spinta della folla sul parapetto pari a 2 KN/ml secondo normativa vigente.

L'acciaio utilizzato per la struttura è il S275 . I bulloni sono in acciaio inox A4-316 (classe 8.8 – 10.9).

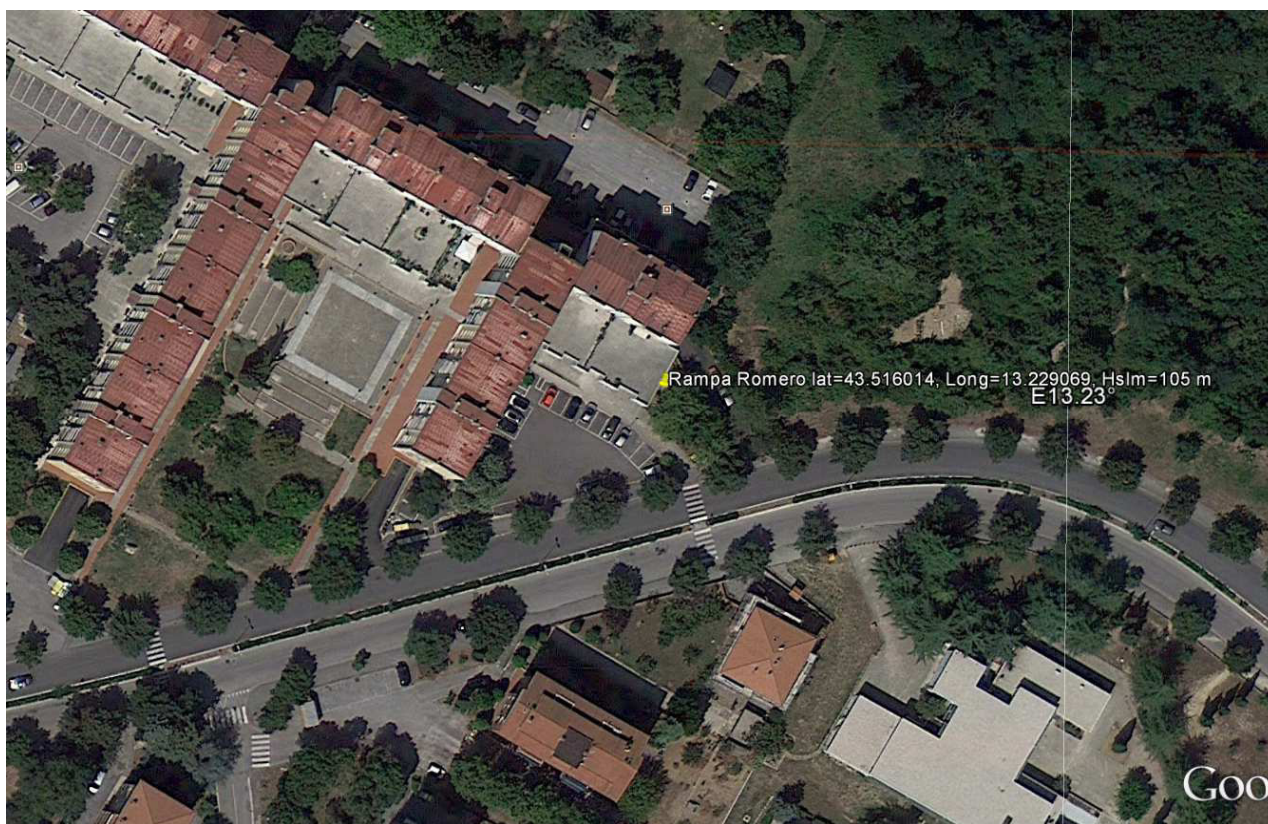
Tutti i collegamenti sono saldati, tranne quelli riportati come giunzioni bullonate.

La struttura è finita zincata.

Per quanto non specificato si rimanda all'elaborato grafico D1 allegato.

3. TIPOLOGIE STRUTTURALI

Localizzazione del sito



Latitudine	43.516014°	Longitudine	13.229069°	Altezza s.l.m.	105 m
------------	------------	-------------	------------	----------------	-------

Lunghezza della struttura	L1=	5,30	[m]
Larghezza della struttura	L2=	1,70	[m]
Altezza della struttura	H interna=	00	[m]

Tipo di costruzione

In accordo con le richieste della committenza, si adotta un tempo di vita nominale $V_N \geq 50$ anni

Tipo di costruzione		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 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

e una classe d'uso II

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.

Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento della struttura. (2.4 – ntc 2008)

In accordo con il committente sono stati definiti i seguenti parametri

Vita nominale (tab.2.4.I)	:	$V_N = 50$ anni
classe d'uso (2.4.2)	:	III
essendo un edificio di civile abitazione		
Coefficiente d'uso (tab.2.4.II)	:	$C_u = 1,5$
Periodo di riferimento per l'azione sismica	:	$V_r = >75$ anni

Le prestazioni attese dalla struttura in caso di azione sismica siano verificate per due eventi sismici aventi probabilità di superamento in 75 anni rispettivamente sono pari a (Tab. 3.2.I):

CLASSE D'USO	VITA NOMINALE V_N	PERIODO DI RIFERIMENTO V_R	SLV	SLD
III	50 anni	75 anni	10%	63%
			$T_r = 712$ anni	$T_r = 75$ anni

Si è inoltre concordato le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla *neve, dal vento e dalla temperatura* secondo quanto previsto al cap. 3 del D.M. 14.01.2008 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

Definizione degli spettri

Il sottosuolo è stato definito appartenere alla **categoria “C”** della tab. 3.2.II e **categoria topografica “T1”** della tab. 3.2.IV del punto 3.2.2 delle ntc 2008.

Dal programma Spettri NTC ver. 1.0.3 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici si sono determinati i seguenti valori:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,063	2,426	0,287
SLD	75	0,080	2,491	0,290
SLV	712	0,215	2,466	0,321
SLC	1462	0,281	2,458	0,330

		SLD	SLV		
Accelerazione orizzontale max	a_g	0.080 g	0.215		
V. max del fattore di amplificazione dello spettro in acc. Oriz.	F_0	2.491	2.466		
Periodo di inizio tratto oriz	T_c^*	0.290s	0.321 s		

Tale studio è stato effettuato per ottenere i parametri caratteristici che determinano il calcolo degli spettri.

Vita Nominale p.to 2.4.1

Tipo di costruzione		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie Opere provvisionali Strutture in fase costruttive	≤ 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 dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Classi d'uso p.to 2.4.2

Classe d'uso	Coefficiente C_u
I	0,7
II	1
III	1,5
IV	2

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	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 $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana 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 $15 < NSPT_{30} < 50$ 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 $NSPT_{30} < 15$ 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).

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

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

4. DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTI ALLE AZIONI ANTROPICHE

Si è concordato con il committente che per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella 3.1. II del D.M. 14.01.2008 in funzione della destinazione d'uso.

In particolare per i carichi accidentali sono stati assunti i seguenti valori:

	valori caratteristici	q_k	tabella 3.1.II
	carichi di esercizio	Kg/mq	kN/mq
1	Balconi, ballatoi, scale comuni	400	4,00
2	Carichi orizzontali lineari	200	2,0

(D.M. 14/01/2008 Testo Unico Cap. 3.1.4. Azioni antropiche prospetto 3.1.II Valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici)

5. COMBINAZIONI DELLE AZIONI E SCENARI DI CONTINGENZA (P.TO 2.5.3 D.M. 14-01-08)

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14.01.2008 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare :

Per gli SLU:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

Per gli SLE

combinazioni rare:

$$F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$$

combinazioni frequenti:

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

Dove i coefficienti parziali inglobano gli eventuali coefficienti di modello.

Per le combinazioni sismiche per gli SLU ed SLD:

$$\gamma_I \cdot E + G_k + P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Dalla tabella 2.5.I prospetto1 del **D.M. 14.01.2008** si ricavano i coefficienti ψ^i da considerare , visto che la destinazione d'uso della struttura è quella per la civile abitazione si ha:

Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Abitazione	0.7	0.5	0.3
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota < 1000 m)	0.5	0.2	0
Variazione Termica	0.6	0.5	0

I coefficienti parziali di sicurezza per le verifiche SLU sono:

	Azioni Permanenti	Azioni Variabili
	γ_g	γ_q
Effetto sfavorevole	1.3	1.5

6. AZIONE DELLA NEVE (P.TO 3.4 D.M. 14-01-08)

L'azione dovuta al carico neve è inferiore al carico accidentale considerato della folla compatta.

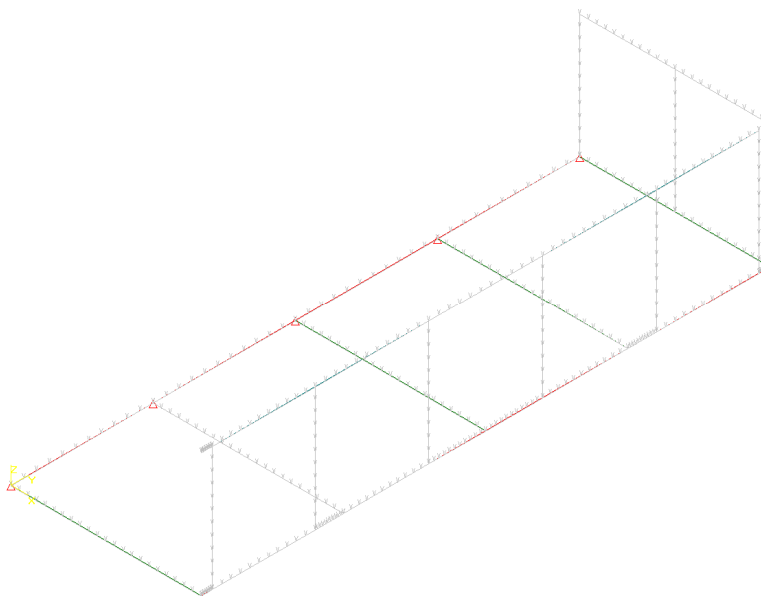
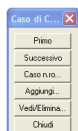
7. ANALISI DEI CARICHI

1 - ANALISI DEI CARICHI RAMPA METALLICA.					
S=1	a	b	c	p	totale
	[m]	[m]	[m]	[Kg/mc]	[Kg/mq]
Peso proprio considerato in automatico					0
Peso grigliato elettroforgiato					50
totale permanente					50
Accidentale					400
Al netto del p.p.				totale	400

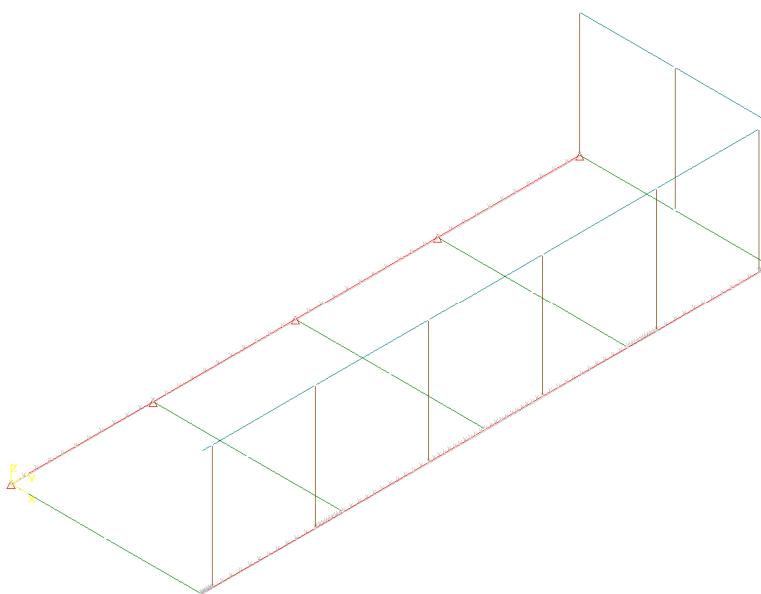
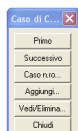
8. CONDIZIONE DI CARICO ELEMENTARE – CASI DI CARICO

L'applicazione dei carichi viene effettuata mediante l'inserimento di carichi di carico elementari (casi di carico) che saranno poi combinati secondo le combinazioni statiche e sismiche viste precedentemente.

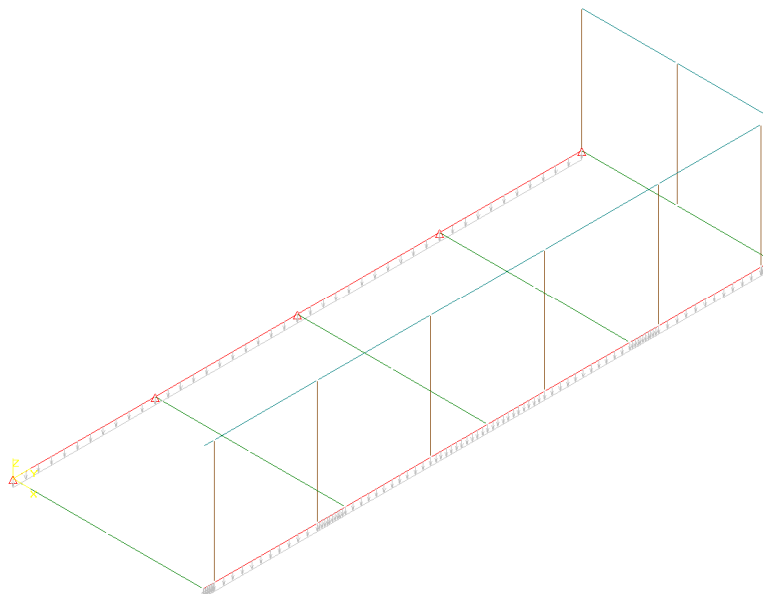
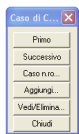
Nel seguito si riportano le schermate dei casi di carico elementari considerati nella modellazione.



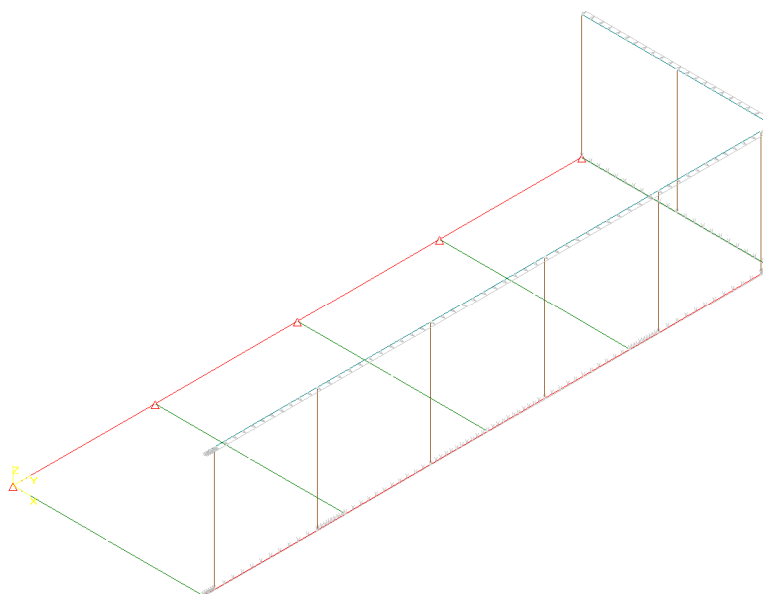
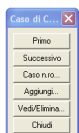
Caso di carico 1 – peso proprio strutture



Caso di carico 3 – peso permanente impalcati

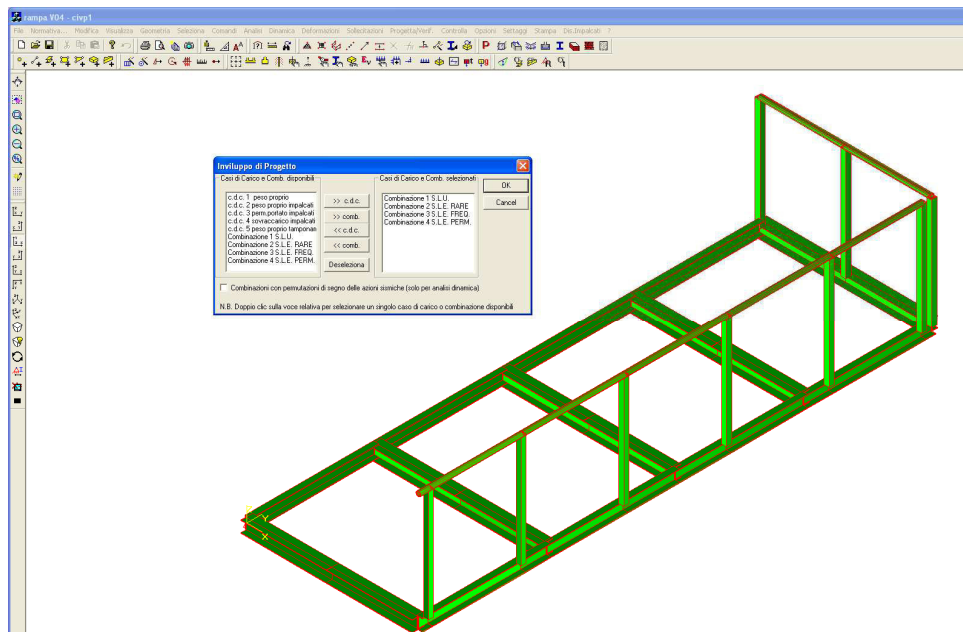


Caso di carico 4 – carichi variabili (accidentale)



Caso di carico 5 – spinta orizzontale e peso ringhiera

Una volta definite le combinazioni di verifica si definisce l'involuppo delle combinazioni statiche e sismiche.



Nel seguito si riporta la parte di output dell'elaborazione in cui sono definiti i casi di carico e combinazioni.

DATI DI INGRESSO : CASI DI CARICO E COMBINAZIONI						
CASI DI CARICO						
CASO n.ro	DESCRIZIONE					
1	c.d.c. 1 peso proprio					
2	c.d.c. 2 peso proprio impalcati					
3	c.d.c. 3 perm.portato impalcati					
4	c.d.c. 4 sovraccarico impalcati					
5	c.d.c. 5 peso proprio tamponamenti					
COMBINAZIONI						
COMB. n.ro	DESCRIZIONE					
1	1*1.3 + 2*1.3 + 3*1.3 + 4*1.5 + 5*1.3					
2	1*1 + 2*1 + 3*1 + 4*1 + 5*1					
3	1*1 + 2*1 + 3*1 + 4*0.5 + 5*1					
4	1*1 + 2*1 + 3*1 + 4*0.3 + 5*1					
DATI DI INGRESSO : TABELLA DATI ARCHIVI DI CARICO						
ARCH. n.ro	PESO PROP. (Kg/m2)	SOVR. PERM. (Kg/m2)	SOVR. ACC. (Kg/m2)	RID.SIS.		
1	0.0	50.0	400.0	0.00		
DATI DI INGRESSO : TABELLA DATI ZONE DI CARICO SOLAI						
ZONA ARCH. n.ro n.ro	QUOTA (m)	DIR. rel.X (gradi)	AREA (m2)	PESO PROP. (Kg)	SOVR. PERM. (Kg)	SOVR. ACC. (Kg)

1	1	0.0	X	8.6	0.0	431.8	3454.4
=====							
CARICHI COMPLESSIVI ZONE DI CARICO SOLAI							
=====							
AREA	PESO	SOVR.	SOVR.				
(m2)	PROP.	PERM.	ACC.				
	(Ton)	(Ton)	(Ton)				
8.6	0.0	0.4	3.5				
=====							
DATI DI INGRESSO : TABELLA DATI ARCHIVI TAMPONAMENTI							
=====							
ARCH.	PESO PARETE	ALTEZZA					
n.ro	(Kg/m2)	(m)					
1	3500.0	0.01					
=====							
DATI DI INGRESSO : TABELLA DATI ZONE DI CARICO TAMPONAMENTI							
=====							
ZONA ARCH.	QUOTA	SVILUPPO	PESO				
n.ro n.ro			TAMP.				
	(m)	(m)	(Kg)				
1 1	0.0	5.1	177.8				
2 1	0.0	5.1	177.8				
3 1	0.0	5.1	177.8				
4 1	0.0	1.7	59.5				
=====							
CARICHI COMPLESSIVI ZONE DI CARICO TAMPONAMENTI							
=====							
SVILUPPO	PESO						
LINEARE	TAMP.						
(m)	(Ton)						
16.9	0.6						

9. RELAZIONE SUI MATERIALI (P.TO 4.1.2.1 P.TO 11.2.9 E P.TO 11.3)

ACCIAIO LAMINATO (P.TO 11.3.4)

Acciaio impiegato è del tipo S275 controllato in stabilimento.

La resistenza di calcolo dell'acciaio si determina secondo la seguente relazione:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{2750}{1.05} = 2619 \text{ daN / cm}^2$$

Con

$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$; (tensione caratteristica di snervamento);
 $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di rottura).

Acciaio (p.to 11.3.4)

Modulo elastico	= 210.000 N/mm ²
Modulo di elasticità trasversale	= $G = E/[2(1+\nu)] = 80769 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	= 7850 Kg/m ³

SALDATURE

Saldature a cordone d'angolo.

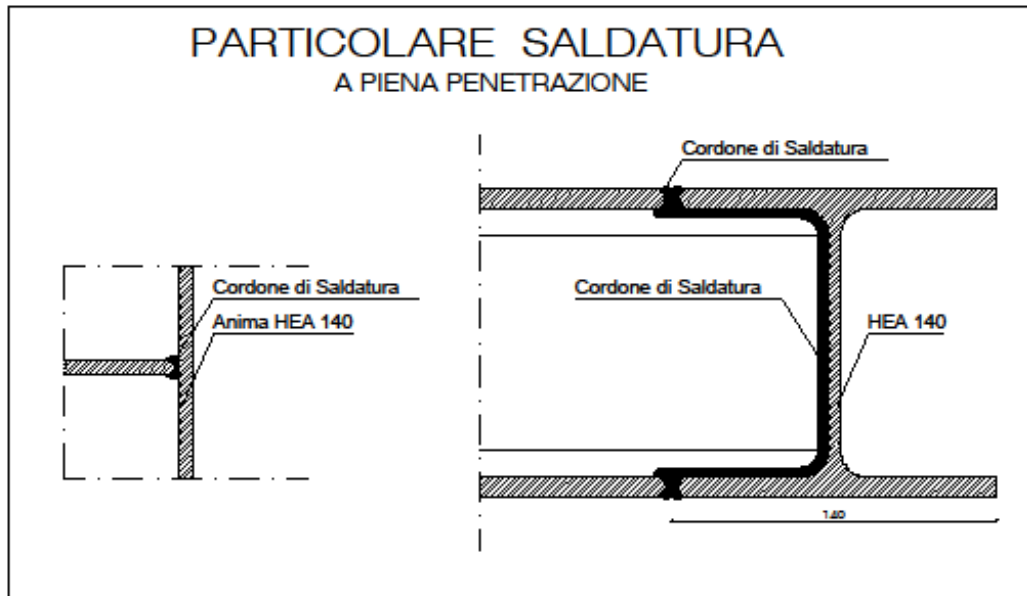
Il progetto prevede saldature delle strutture principali effettuate in officina e in opera con saldatrice elettrica a filo continuo; la saldatura a cordone d'angolo dovrà presentare una classe caratterizzata da ragionevole assenza di difetti interni e da assenza di incrinature interne o da cricche da strappo sui lembi dei cordoni. I lembi al momento della saldatura dovranno essere regolari, lisci, esenti da incrostazioni, ruggine, scaglie, grassi, vernici, irregolarità locali da umidità. I cordoni si dovranno presentare regolari e qualsiasi ripresa dovrà preventivamente richiedere l'asportazione del materiale d'apporto difettoso.

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001.

Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiore a quelle del materiale di base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011:2005 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1:2005

Le saldature saranno a piena penetrazione, come indicato al punto 4.2.8.2.1 delle norme tecniche e illustrato nello schema allegato.



BULLONATURE

Bulloni ad alta resistenza: Viti classe 8.8 – Dadi classe 8

Bulloni con caratteristiche dimensionali conformi alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968, con viti appartenenti alla classe 8.8 e dadi di classe 8, così come indicato nella norma UNI EN ISO 898-1:2001.

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yb} = 649$	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tb} = 800$	N/mm ²

Per le altre caratteristiche meccaniche e fisiche del calcestruzzo si rimanda al tabulato di calcolo.

10. (C1) - RELAZIONE DI CALCOLO

11.1 - Misura di sicurezza – verifiche globali

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (SL) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi **SLU (SLV)** e gli stati limite di esercizio **SLE (SLD)**.

La sicurezza è quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore delle corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

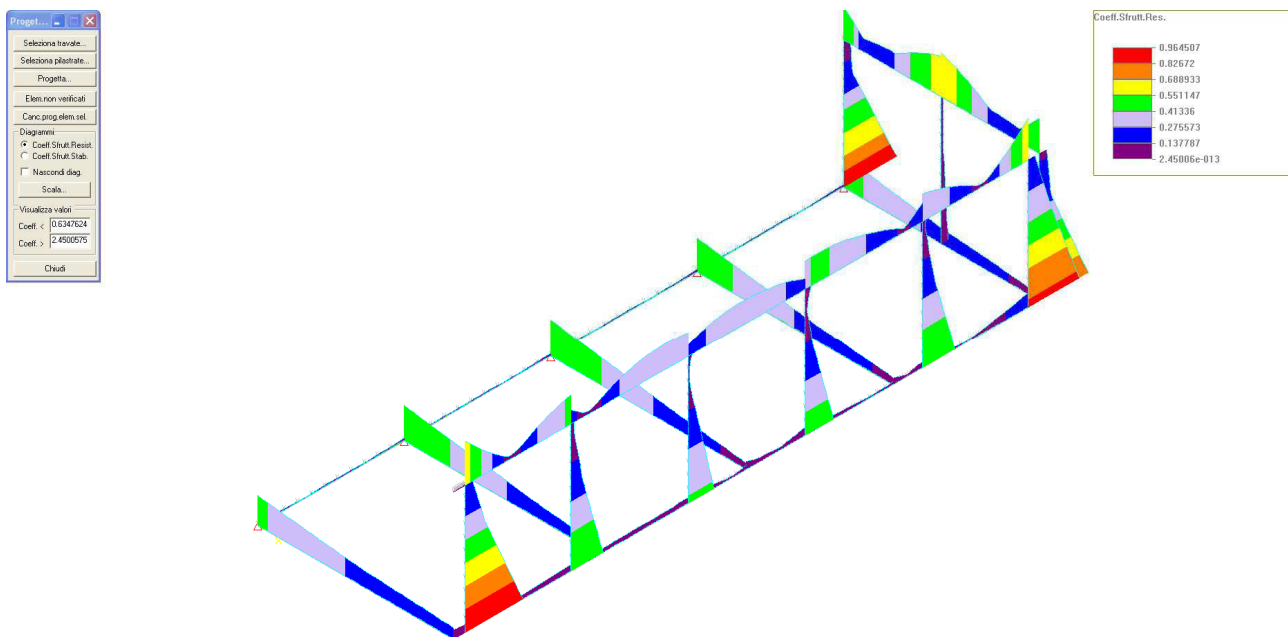
Per ogni stato limite deve essere rispettata la condizione:

$$E_d < R_d$$

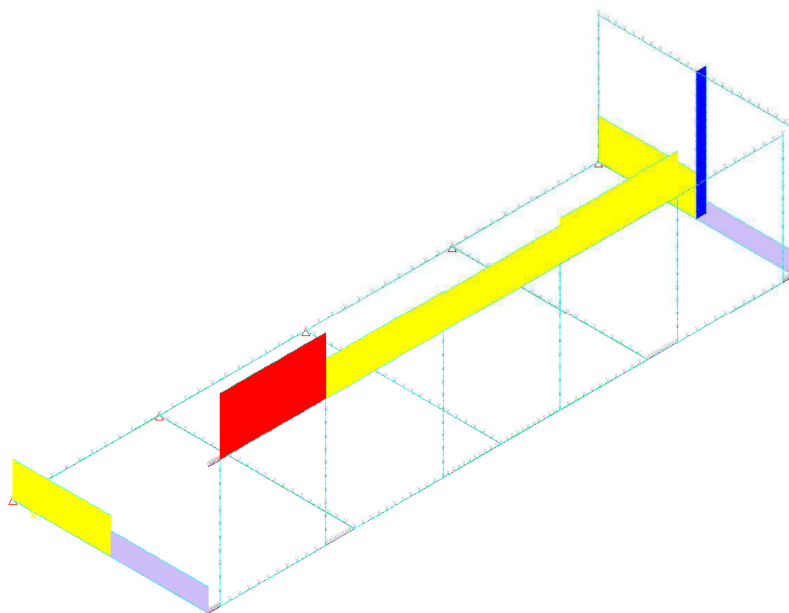
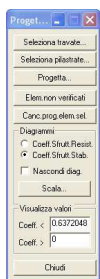
Dove E_d è il valore di progetto dell'azione mentre R_d è il valore di progetto della resistenza.

Tali verifiche hanno comportato la definizione delle armature metalliche in ogni elemento strutturale modellato. Negli elaborati grafici compaiono armature metalliche non minori di quelle di calcolo.

Nelle slides seguenti sono riportati gli inviluppi dei coefficienti di verifica di ogni elemento



VERIFICA S.L.U. in termini di resistenza - Coefficiente di sicurezza del materiale (Verifica se < 1)



VERIFICA S.L.U. in termini di stabilità - Coefficiente di sicurezza del materiale (Verifica se < 1)

Le verifiche sono soddisfatte per tutti gli elementi .

11.2 – Misura della sicurezza – verifiche locali

Nel seguito si riportano le verifiche dei collegamenti interni tra i vari elementi che compongono la struttura e dei vincoli esterni. Tutte le giunzioni avvengono mediante saldatura.

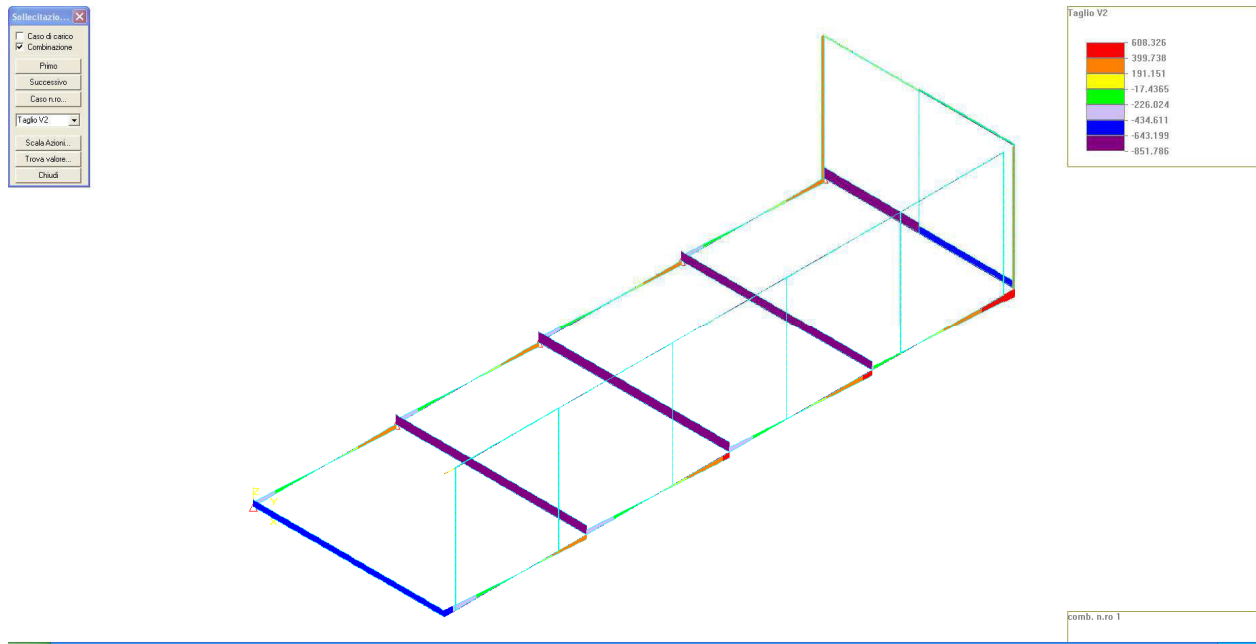
Le travi principali vengono collegate con giunzioni bullonate e tirafondi alla trave di bordo del solaio mediante ancoraggi chimici.

Le verifiche che vengono effettuate sono le seguenti:

A.) Collegamento esterno delle travi;

Nel seguito si riportano le slide delle sollecitazioni inerenti la combinazione di carico 1 allo stato limite ultimo per le verifiche locali.

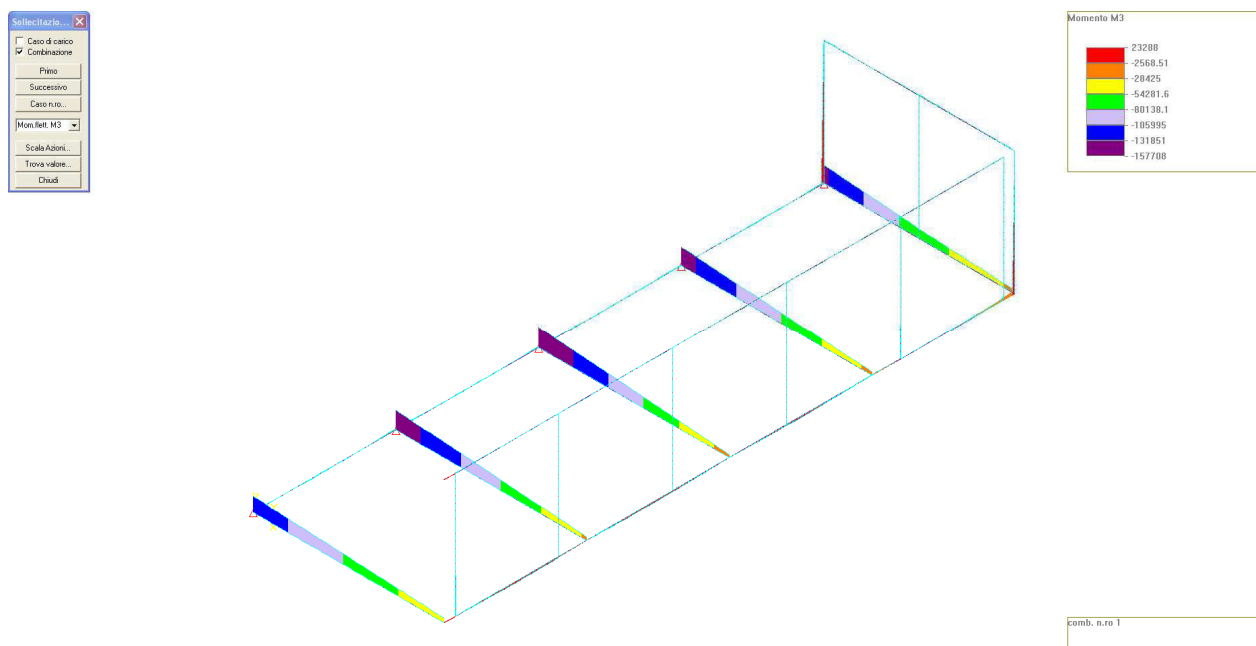
=====						
RISULTATI : COMBINAZIONE 1 : REAZIONI VINCOLARI						
=====						
NODO	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
n.ro	(Kg)	(Kg)	(Kg)	(Kg*m)	(Kg*m)	(Kg*m)
1	-226.6	-80.1	903.6	78.9	-1231.7	-66.2
3	-303.4	-36.4	1506.2	0.2	-1520.2	-41.6
5	-308.0	-43.3	1566.3	-0.1	-1577.1	-45.8
7	-298.0	-48.9	1459.0	-0.3	-1436.7	-49.2
9	-161.8	-233.2	1137.3	164.8	-1517.4	-65.9



Sollecitazione di Taglio (V2 - daN)

La massima azione di TAGLIO vale : 852 daN;

La reazione di taglio agli appoggi vale però 1566 daN. Con tale azione sarà effettuata la verifica degli ancoraggi.



Momento flettente (M3 – daN cm)

La massima azione di MOMENTO FLETTANTE vale : 157708 daN cm e si ha all'incastro delle travi principali con la struttura.

A - COLLEGAMENTO ESTERNO DELLE TRAVI ALLA STRUTTURA – VERIFICA DEI TIRAFONDI

Le azioni massime sollecitanti sono le seguenti:

$$T = 1566 \text{ daN};$$

$$M_3 = 1577 \text{ daN m.}$$

Per quanto riguarda lo sforzo assiale di compressione sul calcestruzzo e sulla piastra in acciaio si considera che venga trasmesso per contatto. Si omette la verifica in quanto le tensioni sono trascurabili per i materiali in parola.

Restano le altre due sollecitazioni di Taglio e Momento che devono essere sopportate dai bulloni di collegamento che sono (4) barre filettate in acciaio inox, classe considerata nel calcolo 8.8, diametro 14 mm.

Verifica a taglio.

L'azione di taglio andrà suddivisa tra i 4 $\Phi 14$ bulloni. Per ognuno dei quali si avrà un valore pari a

$$F_{v,Ed} = 1566 / 4 = 392 \text{ daN.}$$

I bulloni sono 4 $\Phi 14$ e per ognuno la loro resistenza (p.to 4.2.8.1.1 ntc-2008) è pari a

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 4928 \text{ daN} \quad [4.2.58]$$

Dove

F_{tb} = è la tensione di rottura del tirafondo e pari a $f_{tb} = 8000 \text{ daN/cm}^2$;

A = area del perno in cmq pari a 1,54 cmq;

γ_{M2} = un coefficiente di sicurezza pari a 1,25 (tab.4.2.XII)

Da ciò deriva la verifica è ampiamente soddisfatta:

$$F_{v,Ed} = 392 \text{ daN} < 4928 \text{ daN} = F_{v,Rd}$$

Verifica sollecitazione flettente

I bulloni sono 4 $\Phi 14$ e la loro resistenza di calcolo a trazione (p.to 4.2.8.1.1 ntc-2008) è pari a

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

Dove

F_{tb} = è la tensione di rottura del tirafondo e pari a $f_{tb} = 8000 \text{ daN/cm}^2$;

A = area del perno in cmq pari a 1,54 cmq;

γ_{M2} = un coefficiente di sicurezza pari a 1,25 (tab.4.2.XII)

Da ciò deriva la sollecitazione massima di trazione sopportabile da ognuno dei due bulloni in trazione è pari a :

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times 8000 \times 1,54 / 1,25 = 8870 \text{ daN}$$

Il momento flettente resistente sarà dunque pari a

$$M_{Rd} = F_{t,Rd} \times d = 2 \times 8870 \text{ daN} \times 0,100 \text{ m} = 1774 \text{ daN m} > 1577 \text{ daN m} = M_{Ed}$$

Dove d è il braccio di leva (distanza verticale tra i bulloni) ed è pari ad almeno 100 mm.

Verifica della lunghezza di ancoraggio

Si effettua ora la verifica della lunghezza di ancoraggio, riprendendo la verifica del momento flettente in funzione della resistenza offerta dal calcestruzzo allo scorrimento degli ancoraggi. Si ipotizza un calcestruzzo esistente con una resistenza caratteristica a compressione pari a un calcestruzzo classe C25/30

Classe di resistenza del calcestruzzo	Resistenza caratteristica a compressione su cubi del cls a 28 gg	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls a 28 gg	Resistenza di calcolo a compressione [N/mm ²]
C25/30	30 N/mm²	25 N/mm²	14,17

La resistenza di trazione media del calcestruzzo è data da (11.2.3a) delle norme

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)}$$

da cui

$$f_{ctm} = 0.30 \times 25^{(2/3)} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

da tale valore medio si passa al valore caratteristico del frattile superiore (95%) moltiplicando il valore medio per 1,30, da cui

$$f_{ctk} = 1,3 f_{ctm} = 3,33 \text{ N/mm}^2$$

dalla [4.1.8] delle norme è possibile ora determinare la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza del calcestruzzo :

$$f_{bk} = 2,25 \eta f_{ctk} = 2,25 \times 1 \times 3,33 = 7,50 \text{ N/mm}^2$$

considerando la lunghezza di ancoraggio pari a 30 cm, il diametro esterno della perforazione pari ad almeno 20 mm, si ottiene una superficie laterale A_l come nel seguito

$$A_l = 2 \times 3.14 \times 30 = 188 \text{ cmq.}$$

Considerando la presenza di 2 bulloni e il braccio di leva di 0,10 m si ha il seguente momento flettente resistente

$$M_{Rd} = F_{t,Rd} \times d = 2 \times 188 \times 75 \times 0,100 \text{ m} = 2820 \text{ daN m} > 1577 \text{ daN m} = M_{Ed}$$

Dove d è il braccio di leva (distanza verticale tra i bulloni) ed è pari ad almeno 100 mm.

11. - RELAZIONE DI CALCOLO DELLA STRUTTURA (PER IL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO)

Normativa di riferimento

[1] N.T.C. 14/01/08 Norme tecniche per le costruzioni
[2] Eurocodici approvati dal Comitato Europeo di Normazione in forma di Euro Norma (EN)
[3] Istruzioni CNR 10024/86 Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo

Criteri di analisi della sicurezza e metodi di analisi strutturale

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con il metodo agli stati limite.

I metodi impiegati per l' analisi strutturale sono i seguenti :

- per carichi statici: metodo degli spostamenti

-carichi sismici: analisi statica equivalente, oppure

analisi dinamica modale con spettro di risposta

Spostamenti e azioni sono calcolati con il metodo agli elementi finiti (F.E.M.)

Il metodo degli elementi finiti si basa sulla schematizzazione di una struttura come insieme di elementi di varie geometrie e caratteristiche, connessi l'un l'altro solo in corrispondenza di un numero determinato di punti chiamati 'nodi'.

Tali nodi, definiti da tre coordinate rispetto ad un sistema di riferimento cartesiano globale, vengono contrassegnati da un identificatore numerico ('numerazione nodale') crescente a partire da 1.

Anche gli elementi, risultano a loro volta individuati da un identificatore numerico crescente.

Incognite del problema (metodo degli spostamenti) sono assunte le 6 componenti di spostamento di ogni nodo, riferite alla terna globale (traslazioni secondo X,Y,Z, rotazioni attorno X,Y,Z) escluse naturalmente quelle impedita dai vincoli imposti alla struttura.

Il metodo permette di giungere all' impostazione di un sistema di equazioni algebriche lineari, nelle sopra citate componenti di spostamento (gradi di liberta') i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati nei nodi:

$K \cdot u = F$

dove K = matrice di rigidezza
 u = vettore spostamenti nodali
 F = vettore forze nodali

Dagli spostamenti risultanti dalla risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni in punti caratteristici di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all' elemento stesso.

Sistema di riferimento globale

Il sistema di riferimento impiegato, per nodi ed elementi e tutti gli altri dati strutturali, e' costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume che l' asse Z sia verticale ed orientato verso l'alto.

Modellazione della struttura e dei vincoli

La struttura e' modellata come insieme di 'elementi', tra loro collegati in punti chiamati 'nodi'. Gli elementi sono del tipo:

Elem. monodimensionali (una dimensione prevalente sulle altre due)

- aste
- travi, pilastri
- molle

Elementi bidimensionali (due dimensioni prevalenti sulla terza):

- setti, piastre
- membrane

Elementi tridimensionali (tre dimensioni paragonabili):

- plinti

asta : elemento lineare a sezione costante ed asse rettilineo, reagente a solo sforzo assiale.

Nello spazio 3-D l' elemento asta ha 3 gradi di liberta' ai nodi cui corrispondono tre componenti di spostamento di traslazione in ognuno dei suoi due nodi di estremita' ed un solo valore della tensione e della forza assiale.

trave: elem. monodimensionale reagente con 6 caratteristiche di sollecitazione (forza assiale, 2 forze di taglio, 2 momenti flettenti, momento torcente) , ad ognuna delle due estremita'.

L' elemento trave e' prismatico, ossia a sezione costante ed asse rettilineo.

Con il termine travi si intendono elementi non verticali.

Con il termine pilastri si intendono elementi verticali.

molla: elemento agente come molla estensionale o rotazionale di opportuna rigidezza, usato per schematizzare vincoli elastici o rigidi, anche in direzioni non coincidenti con quelle della terna globale.

setto/piastra: elemento 2-D, di forma triangolare o quadrangolare, reagente ad azioni nel proprio piano (azioni membranali) e ad azioni fuori dal proprio piano (azioni flettenti e taglianti).

Questo elemento e' usato per rappresentare ad es. pareti verticali, muri di sostegno, platee di fondazione.

membrana: elemento piano 2-D, triangolare o quadrangolare, che reagisce a soli sforzi di membrana.

Questo elemento e' ad es. usato per rappresentare il comportamento degli impalcati (solai) nei riguardi delle azioni orizzontali.

plinto: elemento 3-D, viene tradotto in un certo numero di molle traslazionali e rotazionali, che ne schematizzano il comportamento nell' ipotesi che il plinto costituisca un corpo rigido che collega il piede del pilastro ed il terreno modellato alla Winkler.

Fatte le seguenti definizioni (le direzioni 1, 2 sono quelle dei lati dell' area d' impronta del plinto):

K	costante normale di sottofondo (misurata ad es. Kg/cm ³)
A	area d' impronta del plinto
J1	momento d' inerzia dell'area di base intorno a dir. 1
J2	momento d' inerzia dell'area di base intorno a dir. 2
s	spostamento verticale del plinto
r1	rotazione del plinto intorno alla direzione 1
r2	rotazione del plinto intorno alla direzione 2
F	forza
M	momento

$$\begin{aligned}
 F &= K * A * s & \implies & \text{rigidezza molla verticale} & = K * A \\
 M1 &= K * J1 * r1 & \implies & \text{rigidezza molla rotazionale 1} & = K * J1 \\
 M2 &= K * J2 * r2 & \implies & \text{rigidezza molla rotazionale 2} & = K * J2
 \end{aligned}$$

Per una descrizione piu' sintetica della struttura, gli elementi sono riuniti in 'macro-elementi'.

Per macro-elementi, si intende il raggruppamento di piu' elementi, non necessariamente dello stesso tipo, in modo da formare delle parti riconoscibili ed identificabili all' interno della struttura.

- travata : allineamento di travi non verticali (anche ad asse spezzato)
- pilastrata: allineamento di pilastri verticali
- telaio : insieme di travi, pilastri posti in un piano verticale
- muro : insieme di elementi setto/piastra posti in un piano qualsiasi, aventi lo stesso spessore.
- impalcato : insieme di nodi, travi e membrane disposti di solito, ma non necessariamente in un piano orizzontale.

Origine e caratteristiche del codice di calcolo adottato

Il solutore e' il seguente:

- ALGOR SUPERSAP della Algor Interactive Systems, Inc. Pittsburgh, PA, USA

Il programma SUPERSAP applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, il cui comportamento e' solitamente considerato lineare (per le eccezioni vedi in seguito)

Si intende con cio' parlare sia di linearita' materiale (proporzionalita' tra tensioni e deformazioni), sia di linearita' geometrica (proporzionalita' tra carichi e spostamenti).

Effettua il calcolo sia in campo statico sia in campo dinamico.

Nel primo caso la routine di risoluzione opera secondo l' algoritmo di Gauss sulla matrice globale suddivisa in blocchi memorizzati su memoria periferica. Nel secondo caso si puo' optare per un'analisi modale o per una integrazione diretta passo-passo delle equazioni del moto.

I carichi possono essere specificati sia come azioni concentrate applicate ai nodi, sia come forze (o momenti) concentrate o distribuite o variazioni agenti all' interno del singolo elemento.

E' importante sottolineare che il solutore ALGOR SUPERSAP e' stato sottoposto con esito positivo e relativa certificazione, alle prove NAFEMS (test di confronto della National Agency for Finite Element Methods and Standards, in Inghilterra).

Modellazione delle azioni

Le azioni sono modellate secondo due modalita':

1) Azioni nodali

Sono forze o momenti concentrati nei nodi del modello strutturale (oppure cedimenti impressi).

Per ogni carico nodale si riporta il numero del caso di carico relativo ed i valori delle componenti riferite alla terna globale.

2) Carichi agenti sugli elementi

Si tratta di carichi locali agli elementi (carichi distribuiti lungo l'asse di travi, pressioni agenti sulla superficie di setti, variazioni termiche etc).

I carichi possono essere assegnati anche per zone di carico.

Cio' accade quando si carica un impalcato per zone; per zona si intende una regione poligonale, convessa o concava, senza vuoti, individuata dai relativi

vertici, che possono essere nodi di estremità di travi, oppure nodi a setti.

Il programma individua, in modo automatico, le eventuali travi e/o pareti, disposte lungo il contorno della poligonale di carico, in modo da ripartire su di esse, il peso proprio, il permanente portato ed il carico accidentale, gravanti sulla zona.

La ripartizione dei carichi avviene con il criterio delle aree di influenza : l'areola elementare è un quadrilatero avente due lati paralleli alla direzione di orditura del solaio e due lati dati dalle intercette sul contorno della poligonale di carico; il carico gravante sull'areola viene ripartito al 50% tra i due elementi strutturali (travi e/o pareti) disposti lungo i due lati non paralleli alla direzione d'orditura del solaio.

Modellazione strutturale, dei materiali ed interazione terreno-struttura

Le analisi possono essere sia condotte in regime di linearità materiale (proporzionalità tra tensioni e deformazioni), e di linearità geometrica (proporzionalità tra carichi e spostamenti), sia considerando aspetti non lineari del comportamento strutturale, quali:

- presenza di elementi reagenti solo a trazione o solo a compressione
- analisi degli effetti geometrici del 2° ordine con il metodo dei tagli fittizi
- analisi di instabilità globale per la ricerca del moltiplicatore critico dei carichi.

Nei riguardi dell'interazione terreno-struttura, il terreno è modellato come suolo elastico alla Winkler, sia che le strutture di fondazione siano travi (travi su suolo elastico), platee di fondazione (piastre su suolo elastico) o plinti.

Analisi sismica

L'analisi sismica della struttura può essere eseguita con 2 metodi:

- analisi statica equivalente (con solutore statico)
- analisi dinamica modale con spettro di risposta (con solutore dinamico) con gli spettri di progetto definiti dalla Normativa di Riferimento

Con l'analisi statica equiv. il calcolo sismico della struttura si riduce ad una verifica statica conseguente alla applicazione di forze orizzontali (componente ondulatoria dell'azione sismica) e verticali (componente sussultoria del sisma), applicate nel baricentro delle masse gravanti sulla struttura.

Per il sistema di forze distribuite lungo l'altezza dell'edificio si assume una distribuzione lineare degli spostamenti.

La forza da applicare a ciascun piano è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h (z_i W_i) / \sum (z_j W_j)$$

dove: $F_h = S_d(T_1) W / g$

F_i è la forza da applicare al piano i

W_i e W_j sono i pesi delle masse ai piani i e j rispettivamente

z_i e z_j sono le altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto da normativa

W è il peso complessivo della costruzione

l è un coeff. pari a 0,85 se l'edificio ha almeno 3 piani e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi.

g è l'accelerazione di gravità.

Per edifici aventi massa e rigidezza distribuite in modo circa simmetrico in pianta, inscrivibile in un rettangolo con rapporto dei lati inferiore a 4, gli effetti torsionali accidentali, possono essere considerati amplificando le sollecitazioni, calcolate con la suddetta distribuzione, in ogni elemento resistente con il fattore (d) risultante dalla seguente espressione:

$$d = 1 + 0.6 x / L_e$$

dove: x = distanza dell'elemento resistente vert. dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

Nei riguardi delle azioni sismiche per gli edifici dotati di orizzontamenti realizzati con i comuni solai, gli orizzontamenti possono essere modellati con piani rigidi.

In questo programma, piu' realisticamente, si modellano gli impalcati con elementi membrana, di spessore pari allo spessore effettivo del solaio e con un modulo elastico che e' quello di fatto attribuibile al solaio.

Le forze orizzontali sismiche sono sempre introdotte come forze nodali, determinando le incidenze di ciascun nodo (gli elementi che convergono in esso) e le relative aliquote di competenza dei 'pesi' degli elementi.

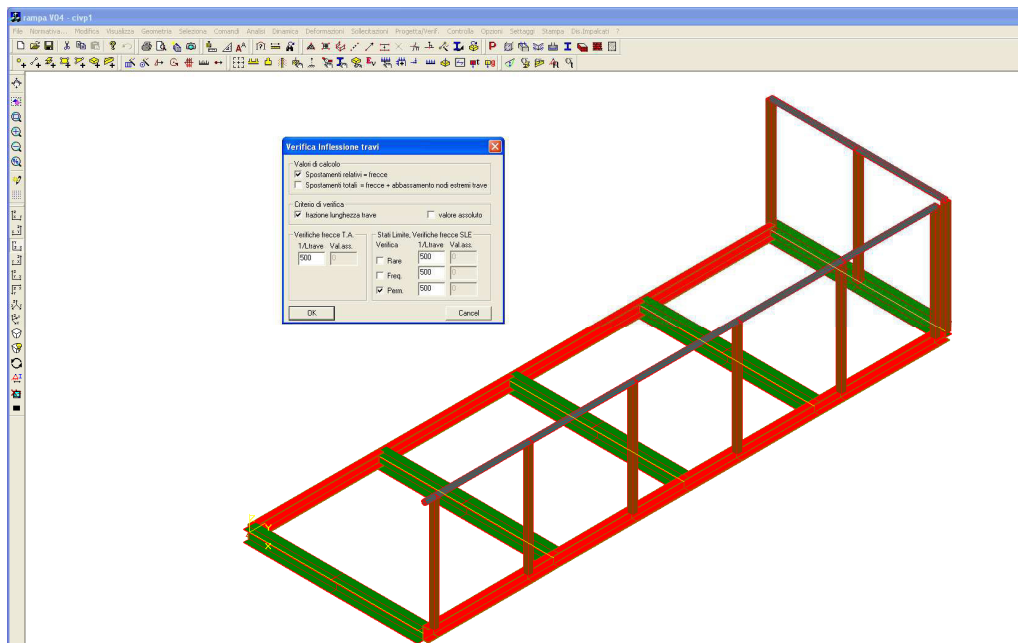
Verifiche degli elementi strutturali

Le verifiche sono effettuate con riferimento all'involuppo delle condizioni di carico (tutti i casi di carico e le combinazioni previste).

In fase di verifica si distinguono i seguenti elementi:

- aste soggette a solo sforzo assiale
- travi prevalentemente soggette a flessione e taglio;
 si distinguono travi in elevazione e di fondazione
- pilastri soggetti a presso(o tenso)-flessione deviata
- setti/piastre si distingue il comportamento a lastra e a piastra
- plinti si distinguono i plinti snelli ed i plinti tozzi

Si riportano inoltre le verifiche delle frecce degli SLE.



La verifica è condotta con una freccia ammissibile pari a $1/500 L$ della luce della trave.

La verifica di deformazione delle travi è verificata per tutte le travi.

Si riporta nel seguito le verifiche delle deformazioni delle travi per il caso di carico quasi permanenti.

=====

= STAMPA VERIFICA DI DEFORMAZIONE TRAVI METODO S.L. COMB. SLE PERMANENTI

=====

Legenda:

f_{max} = Freccia massima trave per la condizione di carico considerata
 f_{amm} = Freccia ammissibile = $L / 500$
 v = Trave verificata a deformazione se $abs(f_{max}) \leq f_{amm}$
 nv = Trave non verificata a deformazione se $abs(f_{max}) > f_{amm}$

N.B. Le frecce calcolate non includono lo spostamento rigido dovuto all'abbassamento dei nodi d'estremità della trave

=====

= TRAVATA N.RO 1

=====

Elemento n.	c.d.c. n.	comb. n.	f_{max} (mm)	f_{amm} (mm)	
25		4	-0.33	1.70	v
26		4	-0.24	1.70	v

=====

= TRAVATA N.RO 2

=====

Elemento n.	c.d.c. n.	comb. n.	f_{max} (mm)	f_{amm} (mm)	
27		4	-0.36	1.70	v

28	4	-0.21	1.70	v
----	---	-------	------	---

=====

= TRAVATA N.RO 3

=====

Elemento n.	c.d.c. n.	comb. n.	f_max (mm)	f_amm (mm)	
29		4	-0.35	1.70	v
30		4	-0.19	1.70	v

=====

= TRAVATA N.RO 4

=====

Elemento n.	c.d.c. n.	comb. n.	f_max (mm)	f_amm (mm)	
31		4	-0.34	1.70	v
32		4	-0.20	1.70	v

=====

= TRAVATA N.RO 5

=====

Elemento n.	c.d.c. n.	comb. n.	f_max (mm)	f_amm (mm)	
5		4	-0.37	1.70	v
6		4	-0.21	1.70	v

12. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI (F)

(F) - RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI (P.TO 6.2.3. DEL D.M.14-01-08)

Per ogni stato limite deve essere rispettata la condizione:

$$E_d < R_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione mentre R_d è il valore di progetto della resistenza.

Per le verifiche è stato utilizzato l'Approccio 2 con la combinazione 1 ($A_1 - M_1 - R_3$).

AZIONI (P.TO 6.2.3.1.1 DEL D.M.14-01-08)

I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono stati desunti dalla tabella 6.2.I – A_2 .

RESISTENZE (P.TO 6.2.3.1.2 DEL D.M.14-01-08)

Il valore di progetto della resistenza è stato determinato da metodi analitici con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici. I coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici del terreno sono stati desunti dalla tabella 6.2.II (M_1).

La struttura è a sbalzo su edificio principale in c.a.e quindi non esistono fondazioni.

13. ALLEGATI

- Allegato dei calcoli strutturali .