

AZIENDA U.S.L. DI PESCARA

Oggetto: LAVORI DI ADEGUAMENTO ALLA NORMATIVA ANTINCENDIO DELLE SCALE DI SICUREZZA DELLE PALAZZINE " DIREZIONE SANITARIA, AMBULATORI E SALA CONFERENZE "

Struttura:

P.O. DI PESCARA



RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Vincenzo Lo Mele

PROGETTISTA & DIRETTORE DEI LAVORI :

Ing. Domenico Masciandaro

COLLAUDATORE:

Ing. Luigi Lauriola

COORDINATORE DELLA SICUREZZA

Geom. Alessandro Di Giovanni

RELAZIONE DI CALCOLO

Visti ed autorizzazioni:

Questo elaborato è di proprietà USL PESCARA pertanto non può essere riprodotto né integralmente, né in parte senza l'autorizzazione scritta della stessa. Da non utilizzare per scopi diversi da quelli per cui è stato fornito.

Data:

03/09/2014

TAV. N.

RC

Scala:

Identificazione Progetto:

001/14/M

Agg.:

REGIONE ABRUZZO

COMUNE DI PESCARA

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI N.3 SCALEDI SICUREZZA ESTERNE

OPERE IN ACCIAIO

RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA

RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE IN ELEVAZIONE E IN FONDAZIONE

RELAZIONE SULLA DOSATURA E QUALITA' DEI MATERIALI

CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE ED AFFIDABILITA' DEI RISULTATI

VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITA'

PROGETTO STRUTTURE:

Ing. Domenico Masciandaro

I RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA

1.1 PROGETTO ARCHITETTONICO/STRUTTURALE

La presente relazione descrive le caratteristiche costruttive e tipologiche di N.3 scale di sicurezza realizzate in acciaio zincato a bagno caldo su progetto dello scrivente ed installate presso il P.O. di Pescara, nello specifico una a servizio della " Palazzina Direzione Sanitaria " e due a servizio della " Palazzina Ambulatori " in corrispondenza dei lati Est ed Ovest dell' edificio.

Le scale in esame saranno utilizzate come via di fuga dai piani primo e secondo degli edifici serviti sono state quindi progettate tenendo conto delle prescrizioni previste dalla normativa in relazione alle scale di emergenza, nella fattispecie si è fatto riferimento al D.M. 14/06/1989 n. 236 e D.M. 10/03/1998 Allegato III.

Le scale a 4 rampe avranno due pianerottoli di sbarco a quota di m. + 4.10 e 7.70 metri ca. e due pianerottoli di riposo a quote intermedie per una larghezza netta di rampa di m. 1.2.

Le scale sono strutturalmente indipendenti dagli edifici serviti e separate da essi mediante giunti sismici opportunamente dimensionati, come di seguito riportato.

Strutturalmente le tre scale assumono conformazioni diverse per adeguarsi alle specifiche esigenze del sito di installazione.

La struttura portante è costituita da Pilastrini in HEA 200, opportunamente controventati nelle due direzioni principali con profili UPN 120 accoppiati e disposti a " K " o a " Croce di Sant' Andrea " e da travi di piano realizzate in profili HEA 180; i cosciali su cui sono montati i gradini e che costituiscono la struttura di sostegno anche dei pianerottoli sono realizzati in UPN 200.

I gradini e il piano di calpestio dei pianerottoli e della passerella sono realizzati in grigliato antitacco maglia 15 x 75 con piatto portante 30 x 2 mm. direttamente vincolato ai cosciali e alle travi (HEA 180) della passerella.

Le ringhiere di protezione sono realizzate con montanti in tubolare di idonee dimensioni opportunamente vincolati mediante piastre e bulloni ai cosciali, sui quali è fissato il corrimano, i correnti orizzontali e la fascia battitacco in profilo piatto.

Tutti i profili sono in acciaio laminato S 355 JR e zincato a caldo.

I pilastri sono adeguatamente fissati a terra per mezzo di piastre ripartitrici del carico, aventi spessore di 30 mm opportunamente irrigidite e collegate alla sottostruttura di fondazione in c.a. mediante 8 barre filettate realizzate in acciaio ad alta resistenza classe 8.8 di diametro Ø 27.

Le piastre di base dei pilastri saranno successivamente affogate al pavimento del piazzale.

Le strutture di fondazione sono costituite da platee su pali. Le platee di spessore pari a 40 cm sono poste a quota -1.50 m. dal piano campagna previa interposizione di uno strato di materiale arido drenante ben costipato dello spessore di 0.50 m. e di uno strato di magrone per sottofondazioni di spessore 20 cm.

La presenza di materiale poco compatto e di scarse qualità meccaniche fino a strati di notevole spessore, come desunto dagli studi geologici eseguiti, ha reso necessario l' integrazione di fondazioni profonde alle superficiali già descritte, essenzialmente al fine di evitare cedimenti differenziali del terreno e quindi problemi di instabilizzazione della struttura.

I pali di diametro pari a 80 cm e lunghezza 15.00 metri, saranno realizzati mediante l' utilizzo di un tubo forma per la presenza di falda acquifera a quota – 7.00 metri.

Le strutture di fondazione sono inoltre state dimensionate, come previsto al p.to 7.2.5.1 del D.M. 14/01/2008, in modo tale da essere in grado di assorbire le forze assiali generate da eventuali spostamenti relativi del terreno sul piano orizzontale a seguito di un evento sismico;

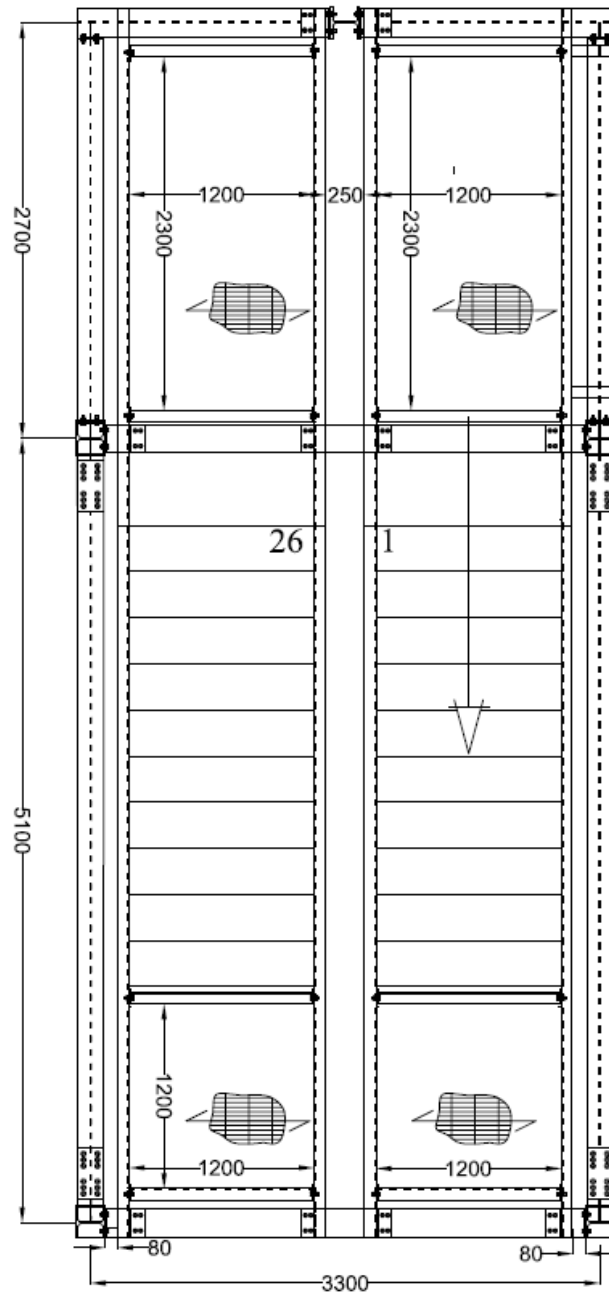
si è cautelativamente assunto come sforzo assiale il valore proposto dalla normativa per i terreni di classe " B " pari a:

$$\pm 0.3N_{sd}a_{max}/g$$

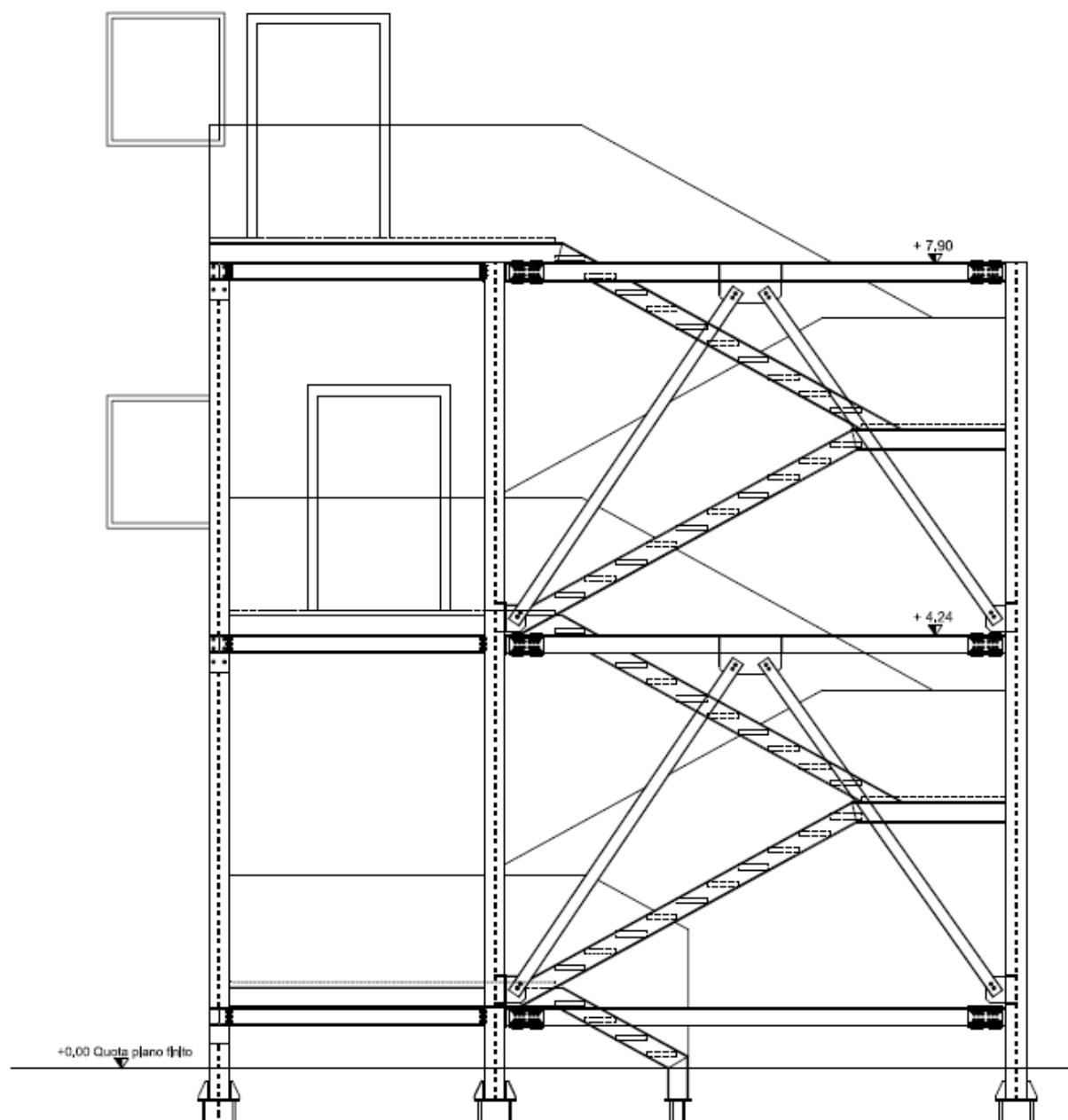
dove

- N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati
- a_{max} è l' accelerazione orizzontale massima attesa nel sito

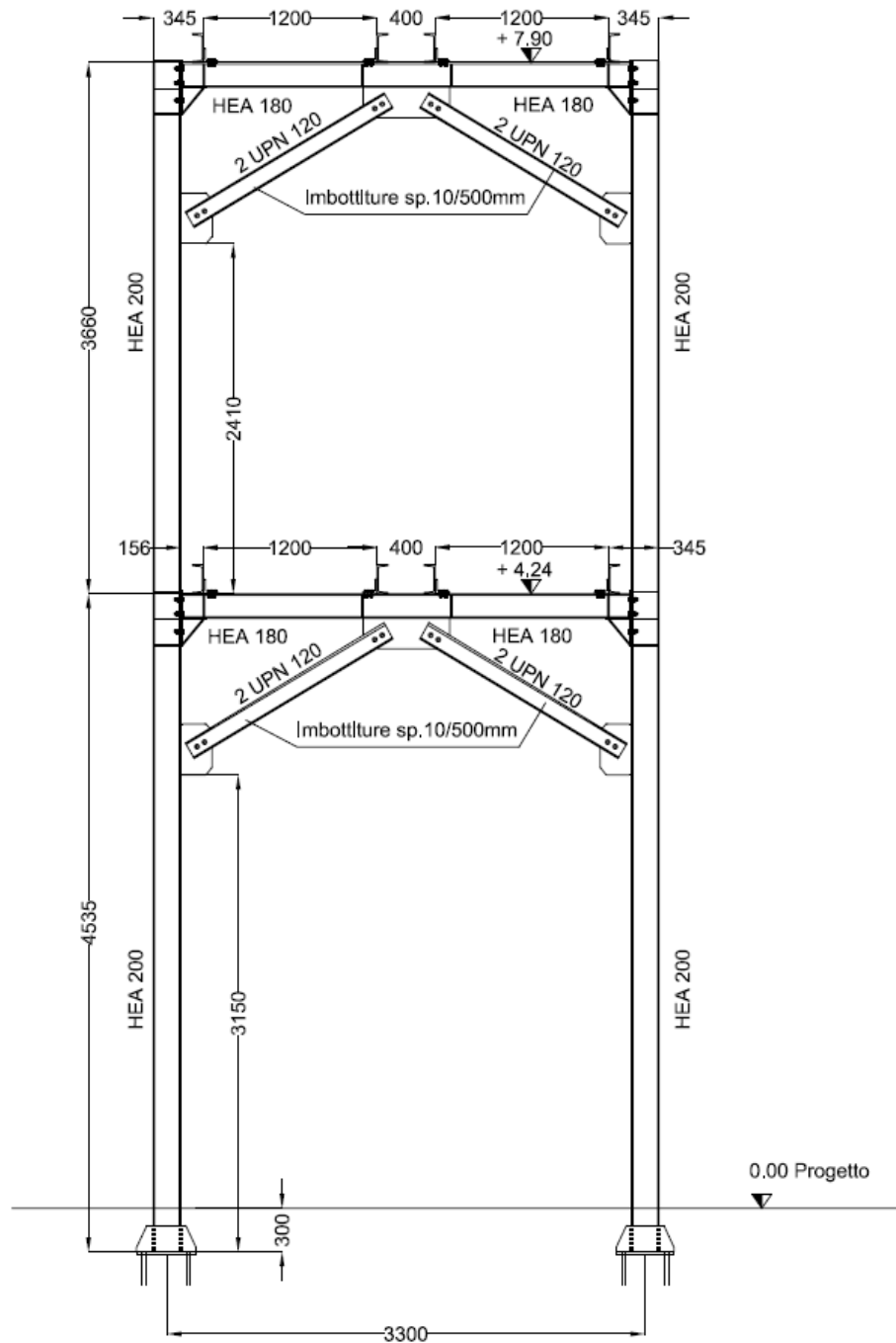
Palazzina Ambulatori Lato Est – Pianta



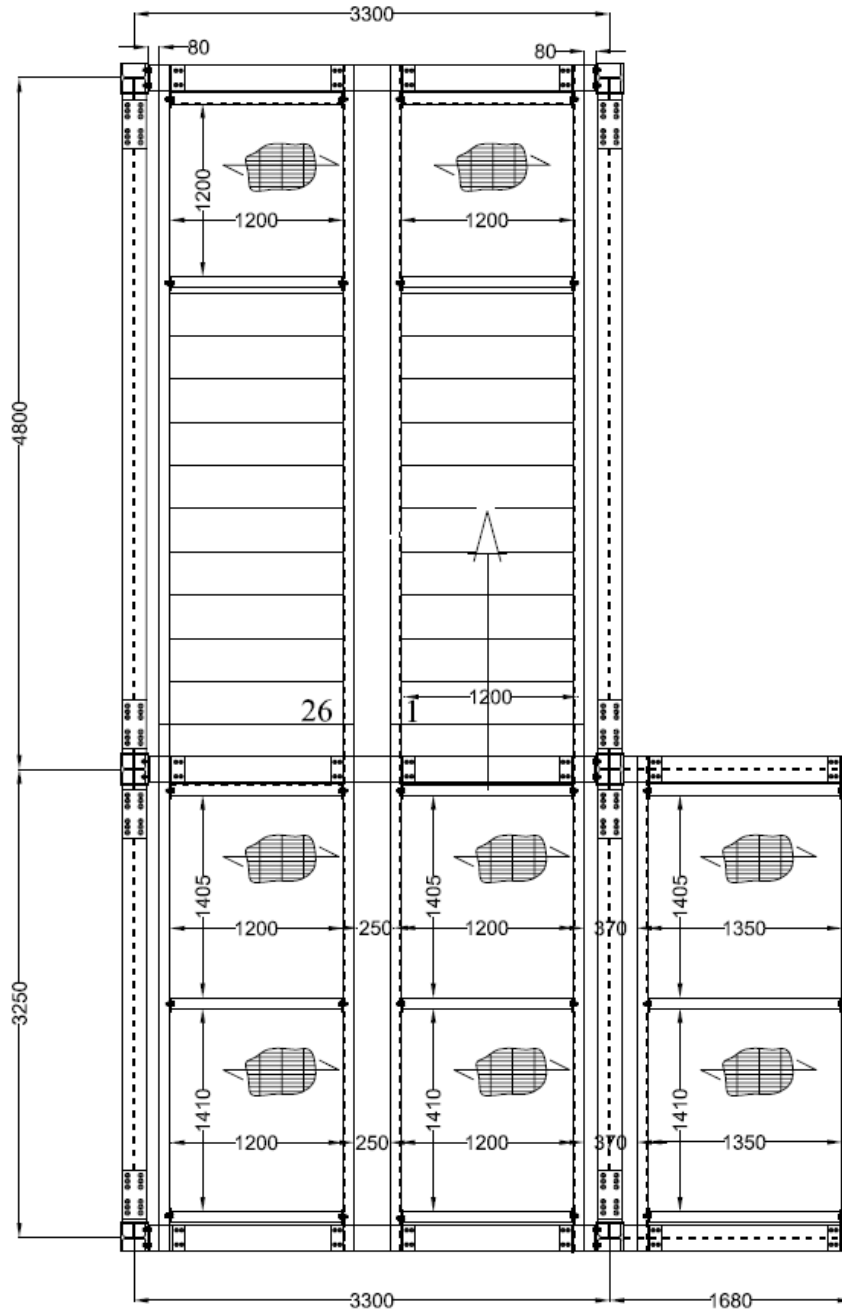
Palazzina Ambulatori Lato Est - Prospetto Frontale



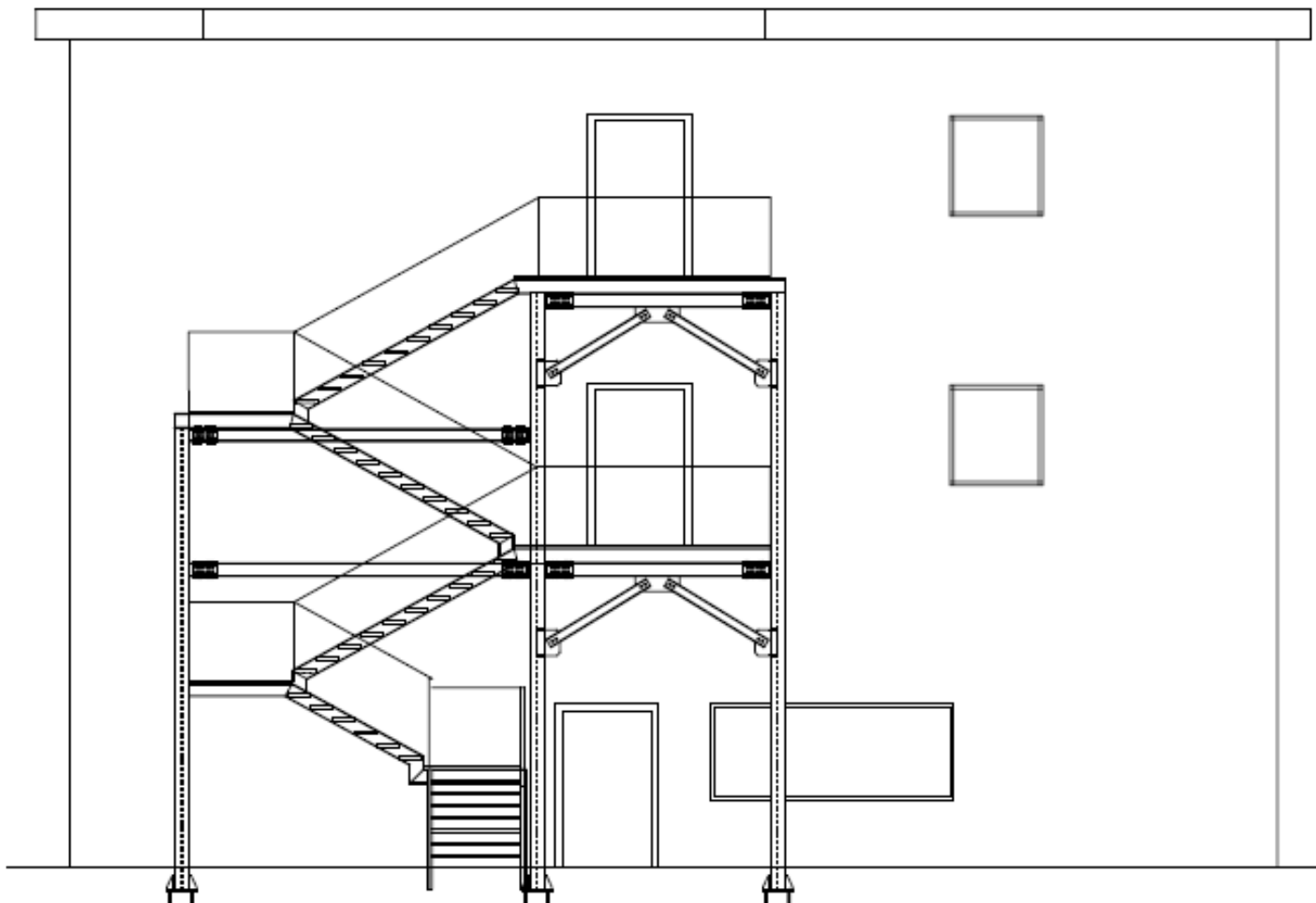
Palazzina Ambulatori Lato Est - Prospetto Laterale



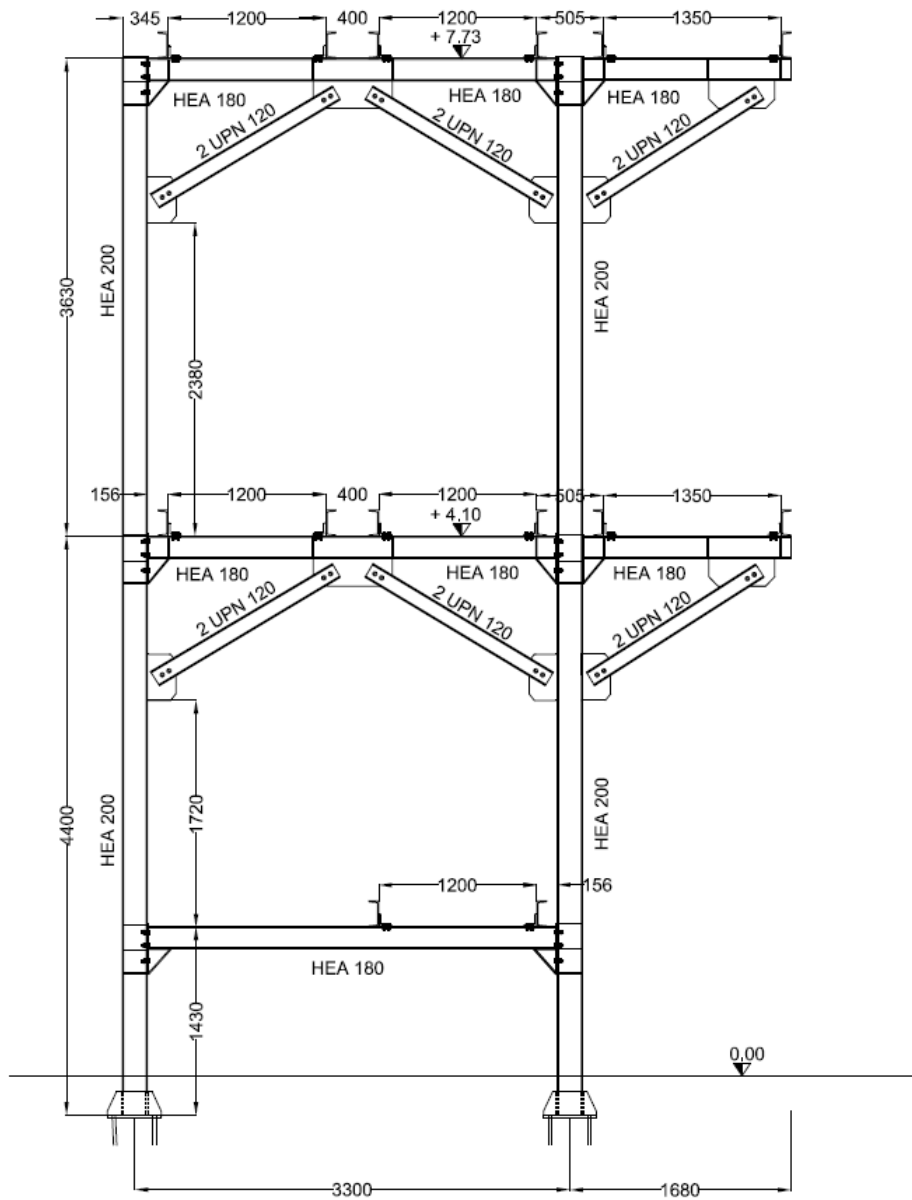
Palazzina Ambulatori Lato Ovest – Pianta



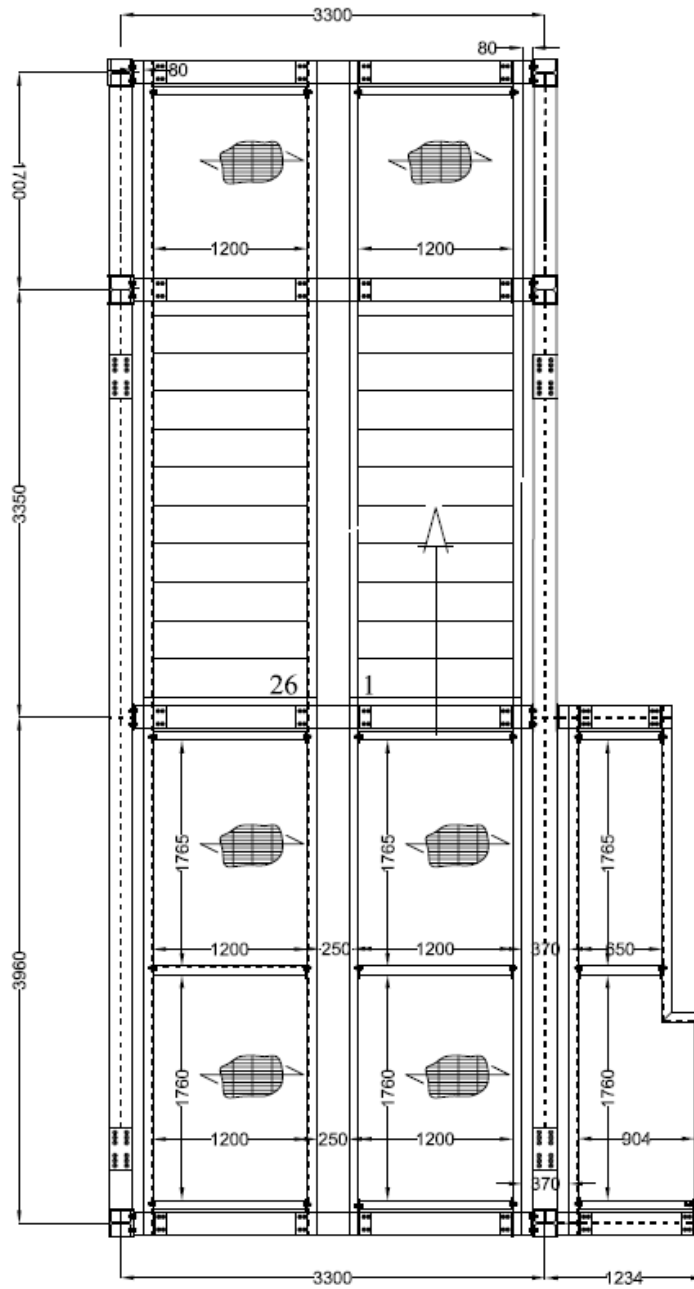
Palazzina Ambulatori Lato Ovest - Prospetto Frontale



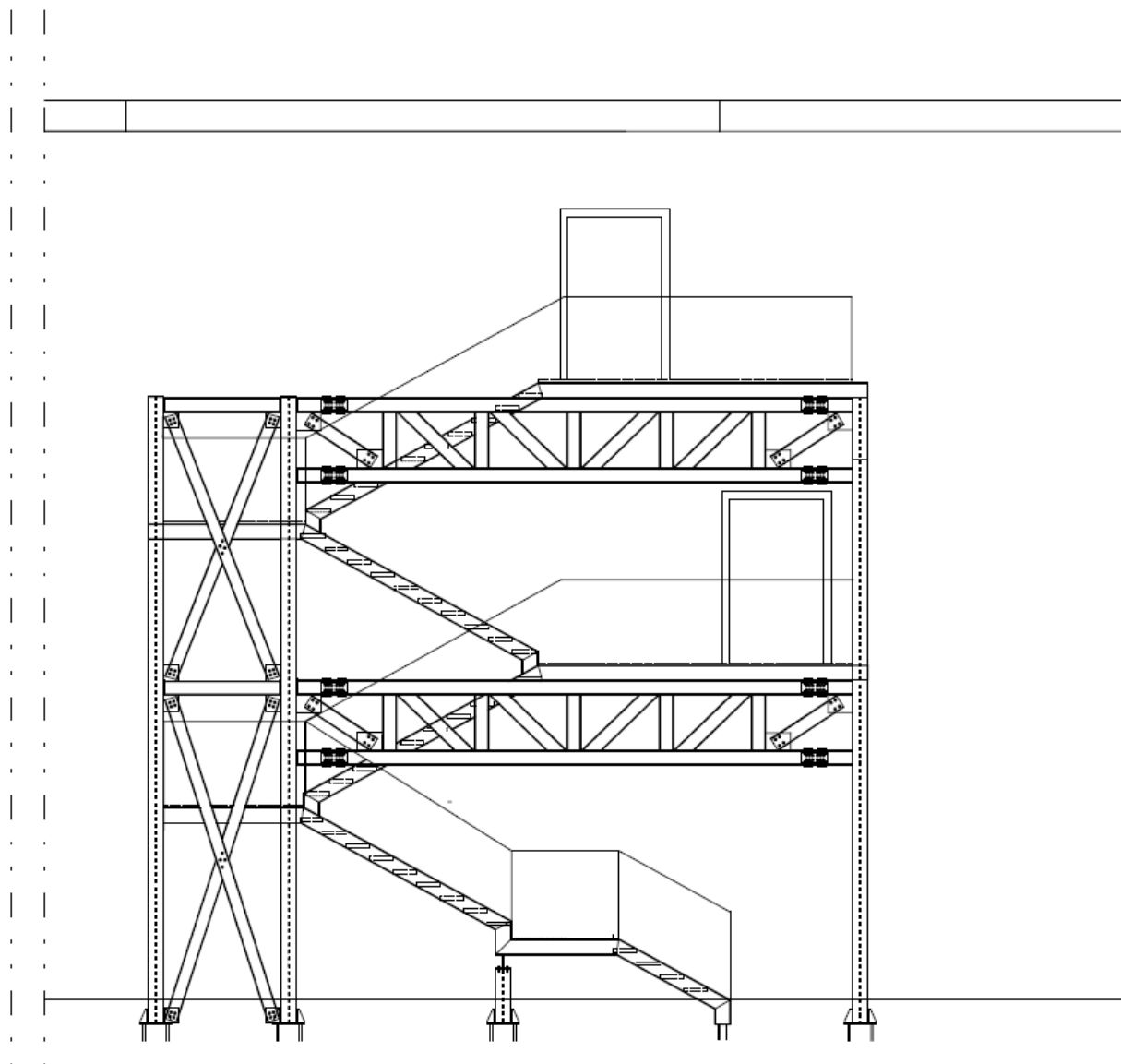
Palazzina Ambulatori Lato Ovest - Prospetto Laterale



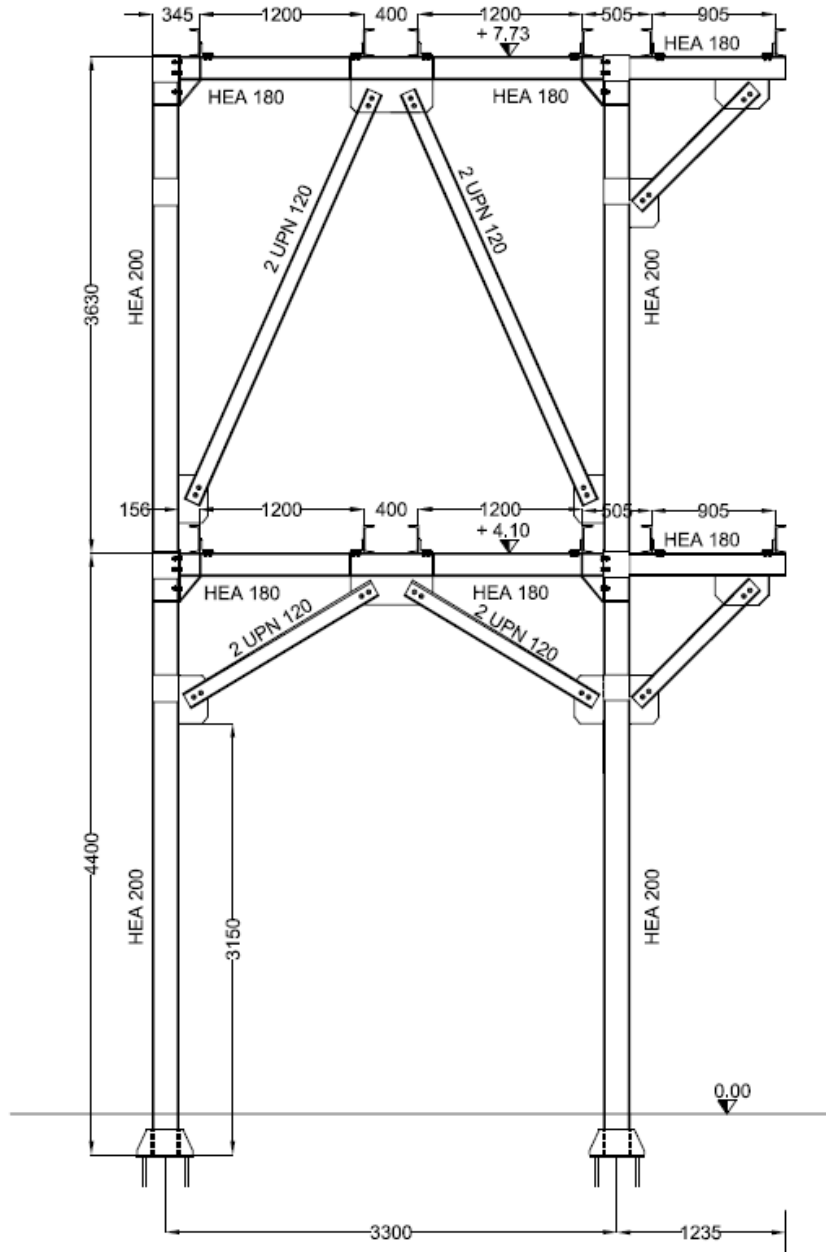
Palazzina Direzione Sanitaria – Pianta



Palazzina Direzione Sanitaria – Prospetto Frontale



Palazzina Direzione Sanitaria – Prospetto Laterale



1.2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Per il calcolo delle sollecitazioni nelle strutture e per la progettazione delle sezioni in acciaio si è fatto riferimento alla seguente normativa:

- **Legge n°1086 del 05/11/1971** - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge n°64 del 02/02/1974** – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Legge Regionale N.° 138 del 17/12/1996** – Nuove norme per lo snellimento di procedure per gli interventi di costruzione, riparazione, sopraelevazione ed ampliamento nelle zone dichiarate sismiche dalla legge 02/02/1974 N.° 64
- **D.M. 14/01/2008** – Nuove Norme tecniche per le costruzioni.
- **Circolare N.° 617 del 02/02/09**
- **C.N.R. 10011/97** Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- **C.N.R. 10025/2** Prodotti laminati a caldo di acciaio per impieghi strutturali.

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 S.L.U. e gli stati limite di esercizio S.L.E..

La sicurezza viene 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.

Le norme NTC 2008, precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale.

Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto con il Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m. ed i.

In particolare si è verificata :

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni.
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno e di operatività (SLD/SLO) causati da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti in base alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica
- Per quanto riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale

1.3 AZIONI AGENTI SULLE COSTRUZIONI

Le azioni che saranno considerate sulle strutture oggetto della presente, comprendono i carichi permanenti, i sovraccarichi derivanti direttamente dalla tensostruttura e le azioni legate agli scarichi indotti dal carroponete. Nel rispetto della normativa vigente (D.M. LL.PP. 14/01/2008) e della destinazione d'uso dell'opera, si adottano i pesi degli elementi costruttivi da assumere per la determinazione dei carichi permanenti e i valori dei sovraccarichi accidentali di seguito indicati (i pesi dei materiali sotto elencati sono conformi ai dati indicati nel prospetto 3.1.I. del Decreto Ministeriale sopra citato e per quelli non compresi in detto prospetto si é proceduto all'accertamento diretto).

Per quanto concerne l'azione sismica, come indicato nelle NTC 2008, è stata caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, considerate tra di loro indipendenti, ed in funzione del tipo di analisi adottata, mediante l' utilizzo dell' accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie; l'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono state caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono stati determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono stati forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

1.4 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito viene effettuata l'analisi dei carichi unitari, tenendo conto delle azioni agenti sulle costruzioni così come sopra indicate. Per l'analisi dei carichi totali agenti sulle strutture si rimanda ai tabulati di calcolo e verifica allegati alla presente relazione.

ANALISI DEI CARICHI				
Peso proprio		Sovraccarichi permanenti		Sovraccarichi accidentali
Acciaio S355	7850 Kg/mc	Grigliato	40 Kg/mq	400 Kg/mq
		Parapetto	25 Kg/ml	

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle NTC 2008

1.5 MODELLI DI CALCOLO

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14.01.2008 ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici
- analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica
- analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi
- verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio
- verifiche plastiche per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e tensionali per quelle di classe 3

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si è fatto riferimento al D.M. 14.01.08 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 che è stata utilizzata come norma di dettaglio.

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono state riportate nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

1.6 ANALISI STATICA

E' stata eseguita la verifica agli stati limite ultimi S.L.U. e di esercizio (verifica delle deformazioni) S.L.E. seguendo l' *Approccio 2* previsto dalle N.T.C. 2008 al punto 2.6.1 utilizzando un' unica combinazione dei coefficienti parziali di sicurezza per le azioni (A1), per i materiali (M1) e per le resistenze (R3).

Ai fini delle verifiche agli stati limiti, individuate le azioni agenti sulla struttura, le combinazioni caratteristiche utilizzate per la valutazioni delle sollecitazioni indotte sulla struttura Ed sono quelle previste dal D.M. 14/01/2008 per i vari stati limite e per le varie tipologie costruttive:

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 NTC 2008):

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (2.5.1):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum \Psi_{0i} \gamma_{Qi}Q_{ki} \quad (\text{S.L.U})$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2):

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum \Psi_{0i}Q_{ki} \quad (\text{S.L.E. Rara})$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3):

$$G_1 + G_2 + \Psi_{11}Q_{k1} + \sum \Psi_{2i}Q_{ki} \quad (\text{S.L.E. Frequente})$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine(2.5.4):

$$G_1 + G_2 + \Psi_{21}Q_{k1} + \sum \Psi_{2i}Q_{ki} \quad (\text{S.L.E. Quasi permanente})$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza e dei coefficienti di combinazione sono stati desunti dalle norme (Cfr. § 2.6.1, Tab. 2.6.I e Tab. 2.5.I) e valgono:

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

$$\gamma_{G1} = 1,3 \quad \gamma_{G2} = 1,5 \quad \gamma_{Q1} = 1,1$$

Coefficienti di combinazione:

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad \Psi_{1,j} = 0,7 \quad \Psi_{2,j} = 0,6 \quad \text{Cat. C " Ambienti suscettibili di affollamento "}$$

1.7 ANALISI SISMICA DINAMICA

Per la verifica sismica agli Stati Limite Ultimi di Salvaguardia della Vita S.L.V. e Stati Limite di Danno S.L.D. si è eseguita un' Analisi dinamica nodale (lineare) mediante l'utilizzo degli spettri di risposta elastici; la ricerca dei modi e delle relative frequenze è stata perseguita con il metodo delle "iterazioni nel sottospazio".

I modi di vibrazione considerati sono in numero tale da assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura.

Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le forze modali che vengono applicate su ciascun nodo spaziale (tre forze, in direzione X, Y e Z, e tre momenti).

Per la verifica della struttura si è fatto riferimento all'analisi modale, pertanto sono prima calcolate le sollecitazioni e gli spostamenti modali e poi viene calcolato il loro valore efficace.

Individuata la collocazione geografica del sito di installazione all'interno del reticolo di riferimento, la categoria del suolo di fondazione (**Cat. B**) e le condizioni topografiche (**T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$**), fissata la Vita Nominale della struttura (**$V_n \geq 50$ anni**), la Classe d' Uso (**Classe IV $C_u = 2$**), e quindi il Periodo di Riferimento (**$V_r = V_n \times C_u = 50 \times 2 = 100$**), a seconda della Probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{vr} legata allo stato limite che si vuole verificare (**$P_{vr} = 10\%$ per lo SLV; $P_{vr} = 63\%$ per lo SLD e $P_{vr} = 81\%$ per lo SLO) si è valutato il periodo di ritorno T_r e quindi i parametri a_g , F_0 e T_c che definiscono lo spettro di risposta elastico e quindi l' azione sismica mediante le seguenti espressioni:**

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]}{q_h}$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0}{q_h}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C}{T} \right)}{q_h}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)}{q_h}$$

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{V_e}(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_V} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]}{q_v}$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_{V_e}(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V}{q_v}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_{V_e}(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \left(\frac{T_C}{T} \right)}{q_v}$$

$$T_D \leq T \quad S_{V_e}(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)}{q_v}$$

Dove:

$S = S_S \cdot S_T$ Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche del terreno;

S_S Coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T Coefficiente di amplificazione topografica;

η Fattore che altera lo spettro di risposta elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5% mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

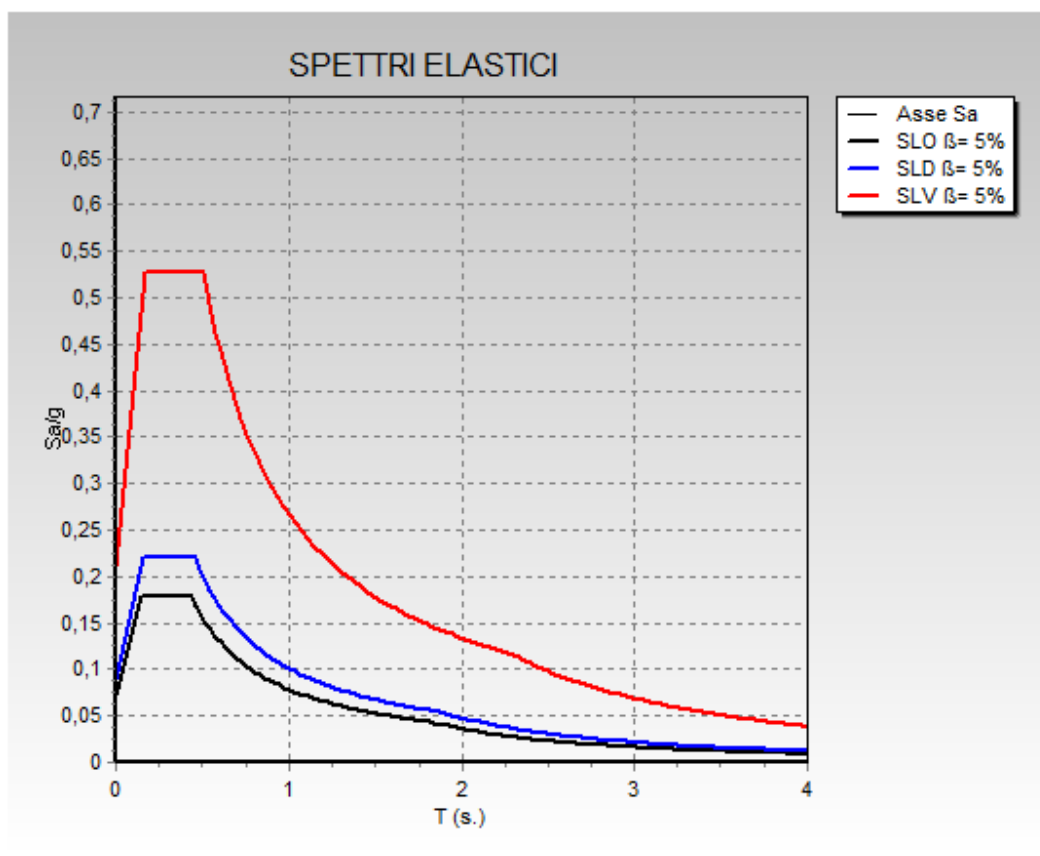
dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

Categorie del sottosuolo

La classificazione del terreno secondo le categorie previste al P.to. 3.2.2 del D.M. 2008, è stata ricavata dalla relazione Geologica a firma dei Dott. Geologi Ranieri e Giannascoli , e risulta di **Categoria “ B”**.

RIEPILOGO PARAMETRI SISMICI

Vita Nominale	50
Classe d'Uso	IV
Categoria del Suolo	B
Categoria Topografica	1
Latitudine del sito oggetto di edificazione	42,463193
Longitudine del sito oggetto di edificazione	14.196997



Gli effetti dell' azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali secondo la seguente combinazione (P.to 3.2.4):

$$G1 + G2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

Si è ipotizzato un comportamento **Non Dissipativo della struttura ($q = 1$)**, imponendo quindi che tutti gli elementi restino in campo elastico fino allo stato limite ultimo, trascurando (a vantaggio di sicurezza) le riserve di resistenza legate al comportamento elastoplastico dell' acciaio e la relativa formazione di cerniere plastiche in grado di dissipare notevoli quantità di energia durante l'evento sismico.

Si è considerato un numero di modi di vibrare della struttura la cui massa totale sia superiore all' 85%, a partire dai quali associando i rispettivi periodi propri allo spettro di progetto si è valutata la relativa accelerazione sismica.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi si è utilizzata una combinazione quadratica completa (N.T.C. 2008 Pto. 7.3.3.1):

$$E = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2}$$

Avendo condotto un'analisi dinamica di tipo lineare, la risposta sismica della struttura è stata valutata separatamente per ciascuna delle 2 direzioni (x e y) di ingresso del sisma.

Gli effetti sulla struttura sono stati successivamente combinati applicando la seguente relazione P.to 7.3.5:

$$1.0E_x + 0.30 E_y$$

La combinazione, infine, dell' azione sismica così valutata, con le altre azioni è stata eseguita secondo la seguente espressione (P.to 3.2.4):

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

La struttura è stata progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, con manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado sono state stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado è stata ottenuta con un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'utilizzo, ove necessario, dell'applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

2 RELAZIONE STRUTTURE IN FOMDAZIONE E IN ELEVAZIONE

2.1 PREMESSA

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano la scelta delle sezioni dei profili metallici e la verifica delle tensioni di lavoro .

I metodi adottati per il calcolo sono:

- il metodo delle deformazioni per i carichi statici
- il metodo dell'analisi dinamica nodale per i carichi sismici

Il calcolo degli spostamenti e delle caratteristiche viene effettuato con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.).

La struttura è articolata mediante elementi monodimensionali asta che uniscono due nodi aventi ciascuno 6 gradi di libertà. Per maggiore precisione di calcolo viene tenuta in conto anche la deformabilità a taglio e quella assiale di questi elementi. Queste aste inoltre non sono considerate flessibili da nodo a nodo ma hanno sulla parte iniziale e finale due tratti infinitamente rigidi formati dalla parte di trave inglobata nello spessore del pilastro; questi tratti rigidi forniscono al nodo una dimensione reale.

Assemblate tutte le matrici di rigidezza degli elementi in quella della struttura spaziale, la risoluzione del sistema viene perseguita tramite il metodo di Cholesky.

2.2 CRITERI ADOTTATI PER LA SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri sono state schematizzate con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite, modello finito che ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriore suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Gli elementi finiti a due nodi possono essere utilizzati in analisi di tipo non lineare potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico che meccanico con i seguenti modelli :

1. Matrice geometrica per gli effetti del II° ordine;
2. Non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione;
3. Non linearità meccanica di tipo elasto-plastica con modellazione a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche.

Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

Le verifiche sono state effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale.

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

L'analisi delle sollecitazioni è stata condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine.

Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche sono state ottenute sia con da analisi statiche equivalenti che con da analisi dinamiche modali.

I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

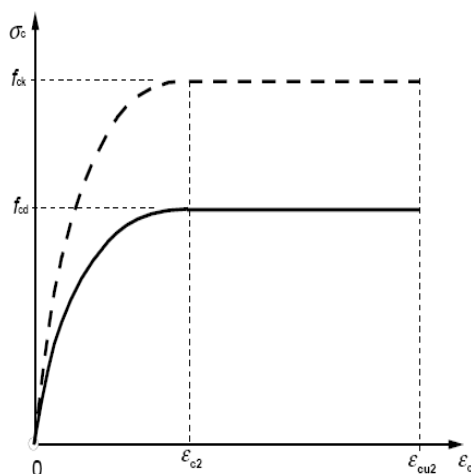
Il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazione superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) su suolo elastico alla Winkler.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare

Per le verifiche sezionali sono stati utilizzati i seguenti legami:

Per le verifiche sezionali sono stati utilizzati i seguenti legami:

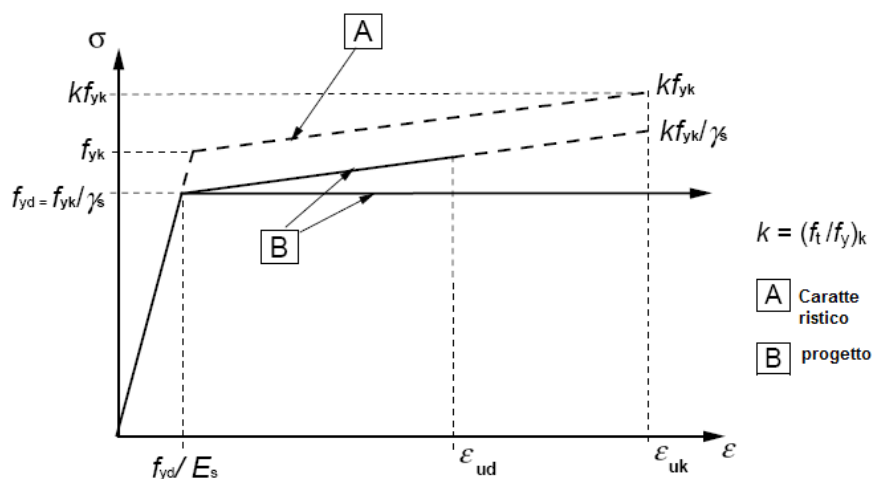
- **LEGAME PARABOLA RETTANGOLO PER IL CALCESTRUZZO** -



Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

Il valore ϵ_{cu2} nel caso di analisi non lineari è stato valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

- **LEGAME ELASTICO PREFETTAMENTE PLASTICO O INCRUDENTE O DUTTILITA' LIMITATA PER L'ACCIAIO** -



Legame costitutivo di progetto acciaio per c.a.

- legame rigido plastico per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e elastico lineare per quelle di classe 3 e 4

Il modello di calcolo utilizzato è rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

2.3 UNITA' DI MISURA

lunghezze = m

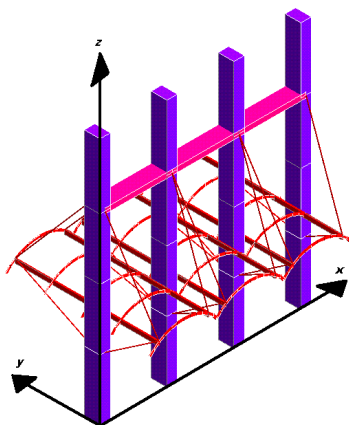
forze = kgf / daN

tempo = sec

2.4 SISTEMI DI RIFERIMENTO

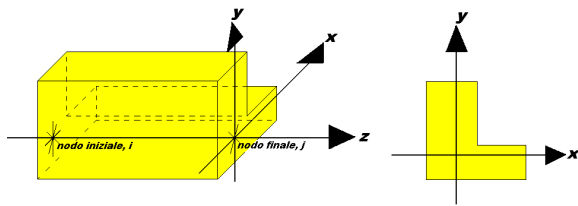
1) SISTEMA GLOBALE DELLA STRUTTURA SPAZIALE

Il sistema di riferimento globale è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali (O-XYZ) dove l'asse Z rappresenta l'asse verticale rivolto verso l'alto. Le rotazioni sono considerate positive se concordi con gli assi vettori:



2) SISTEMA LOCALE DELLE ASTE

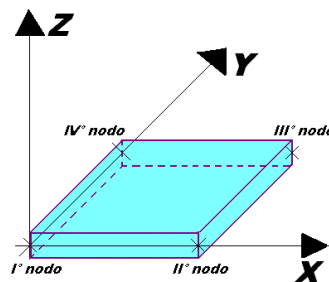
Il sistema di riferimento locale delle aste, inclinate o meno, è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse Z coincidente con l'asse longitudinale dell'asta ed orientamento dal nodo iniziale al nodo finale, gli assi X ed Y sono orientati come nell'archivio delle sezioni:



Il sistema di riferimento globale è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali (OXYZ) dove l'asse Z rappresenta l'asse verticale rivolto verso l'alto

3) SISTEMA LOCALE DELL'ELEMENTO SHELL

Il sistema di riferimento locale dell'elemento shell è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse X coincidente con la direzione fra il primo ed il secondo nodo di input, l'asse Y giacente nel piano dello shell e l'asse Z in direzione dello spessore:



2.5 CONVENZIONI

Le forze distribuite sono da ritenersi positive se concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta, quelle concentrate sono positive se concordi con il sistema di riferimento globale.

I gradi di libertà nodali sono gli omologhi agli enti forza, e quindi sono definiti positivi se concordi a questi ultimi.

Le rotazioni sono considerate positive se concordi con gli assi vettori.

2.6 VERIFICA DI RESISTENZA E DEFORMABILITA'

Le verifiche di resistenza vengono eseguite con il metodo semiprobabilistico degli stati limite, utilizzando l'Approccio 2 previsto dalle NTC 2008 P.to 2.6.1 che impiega un' unica combinazione dei coefficienti parziali per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per quella globale (R) per le verifiche degli stati limite ultimi strutturali (STR) e Geotecnici (GEO); indicando quindi con E_d le sollecitazioni di calcolo e con R_d le resistenze di calcolo, si è verificato per ciascuna delle combinazioni che risultasse:

$$E_d < R_d$$

La modellazione della struttura e le relative verifiche di resistenza e deformabilità è stata realizzata mediante software C.D.S. di cui si riportano nell' allegato i tabulati di calcolo e di seguito le rappresentazioni cromatiche relative alle verifiche di resistenza e deformabilità (S.L.E.) riferite alla combinazione di carico più gravosa.

2.7 DURABILITÀ

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà essere utilizzata limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono stati riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

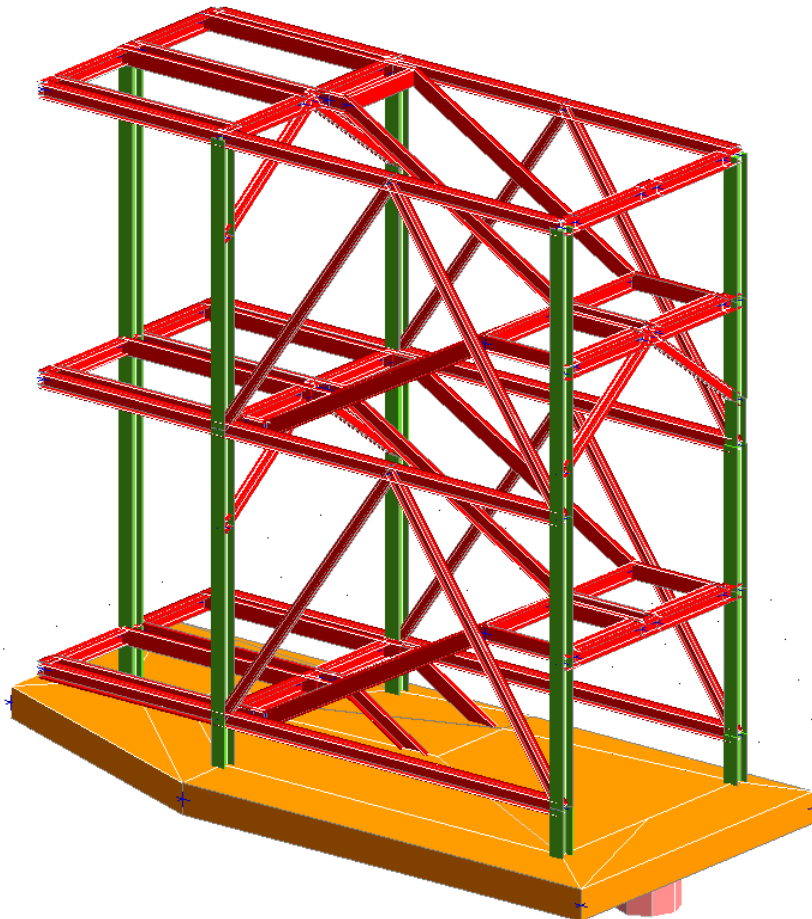
Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è stata posta adeguata cura nelle previsioni sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura prevedendo tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono stati previsti in coerenza con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il Direttore dei Lavori si impegna ad implementare severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 14.01.2008. e relative Istruzioni.

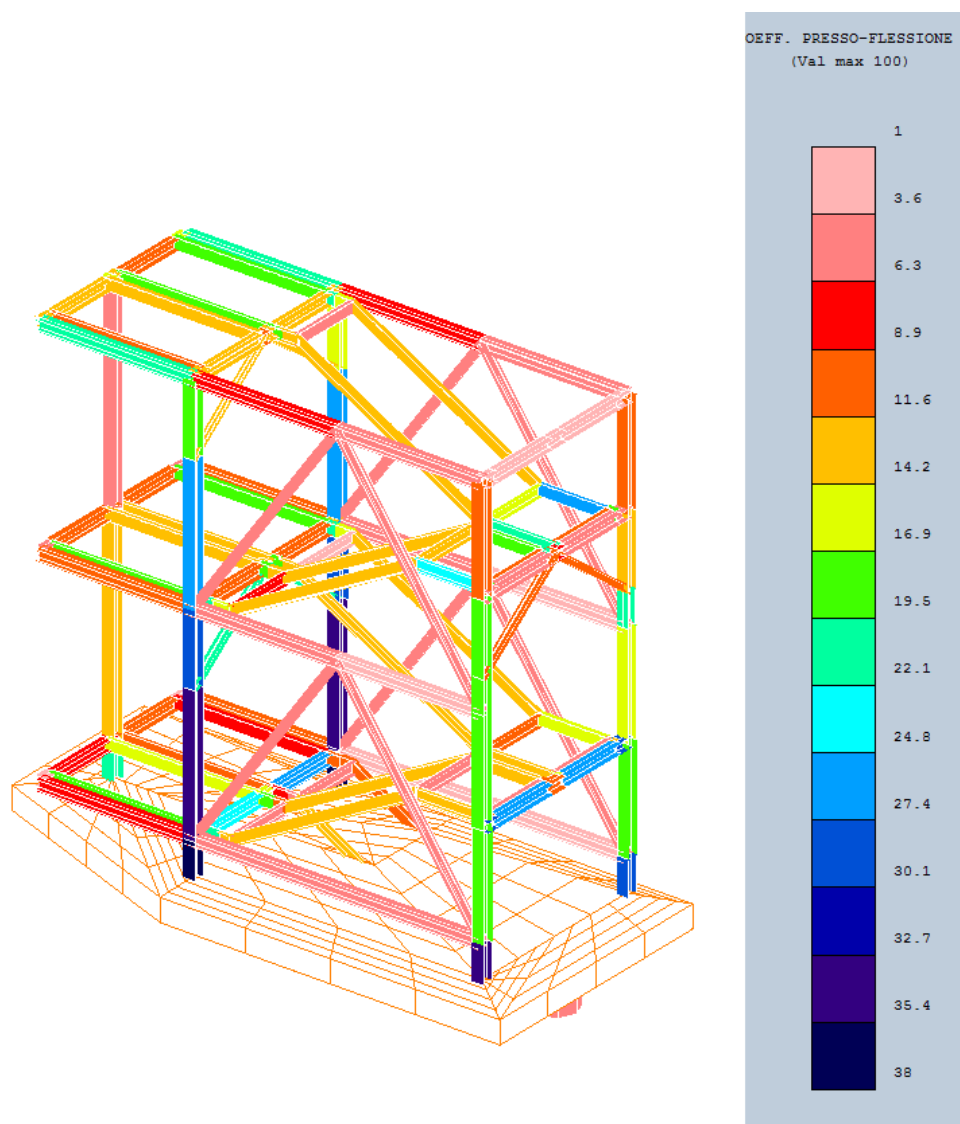
Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e di stabilità della struttura nel suo insieme, rimandando ai tabulati di calcolo l' intero complesso delle verifiche svolte sui singoli elementi strutturali.

PALAZZINA AMBULATORI – SCALA LATO EST

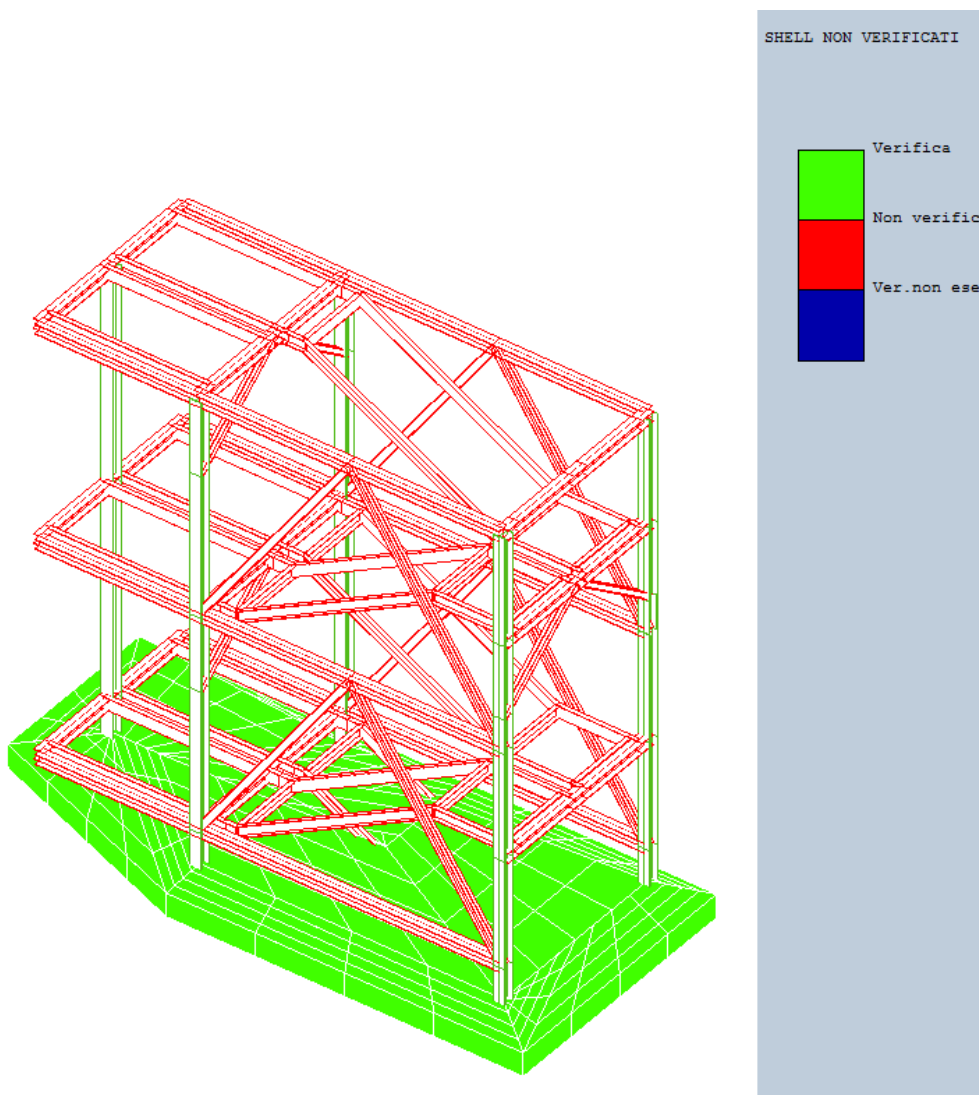
Modello Di Calcolo 3D



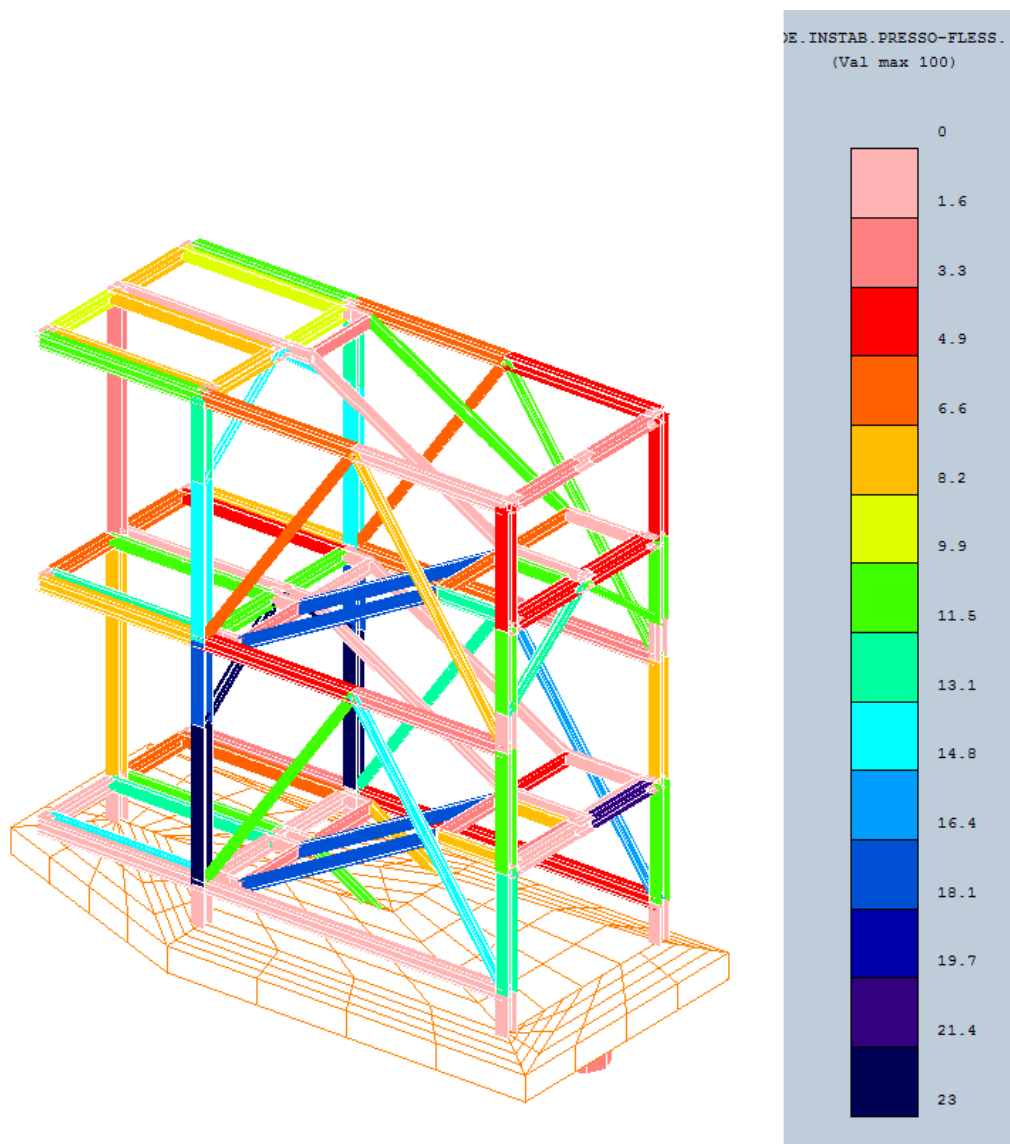
Verifica di Resistenza Struttura Metallica S.L.U. / S.L.V. (Involuppo Comb.)



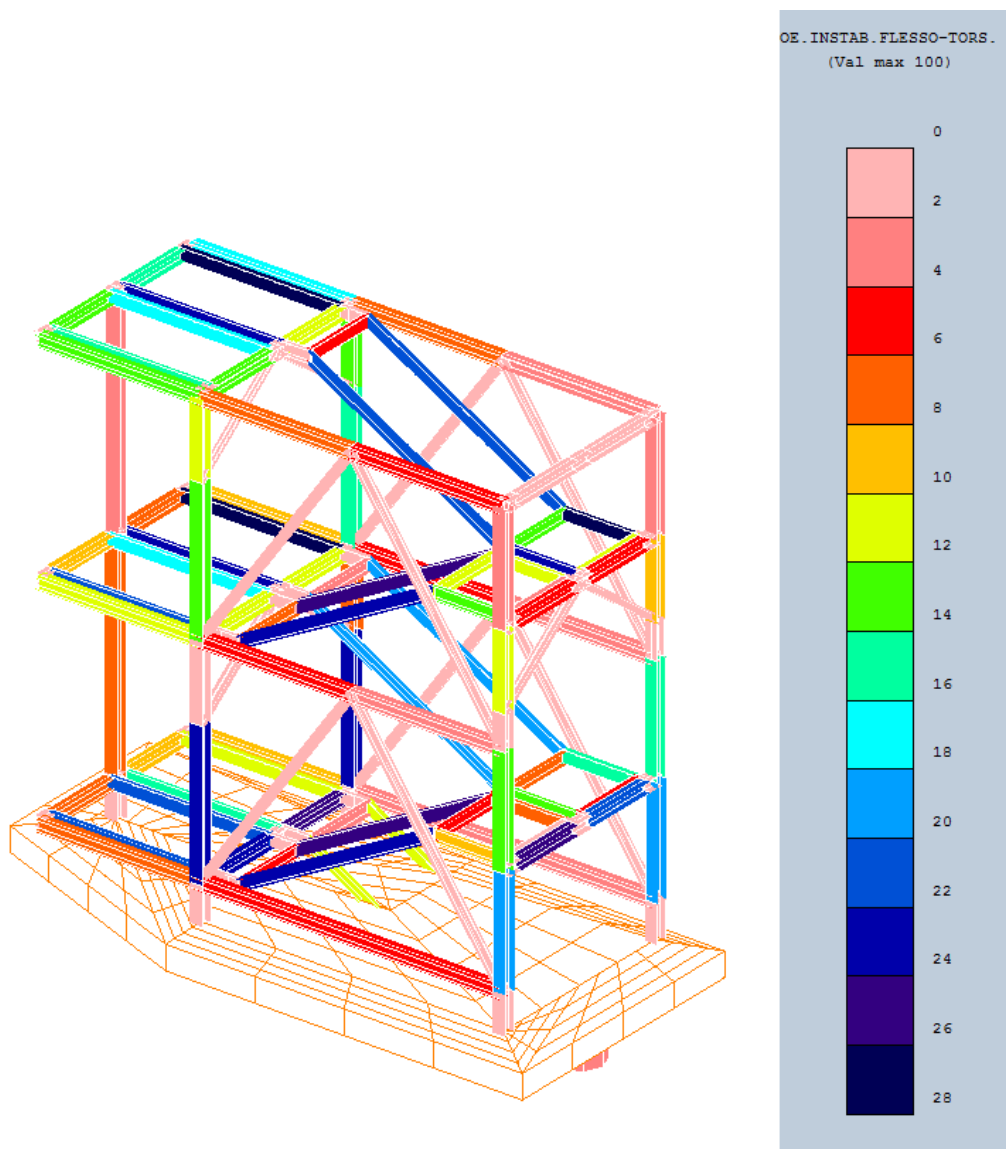
Verifica di Resistenza Struttura di Fondazione S.L.U. / S.L.V. (Involuppo Comb.)



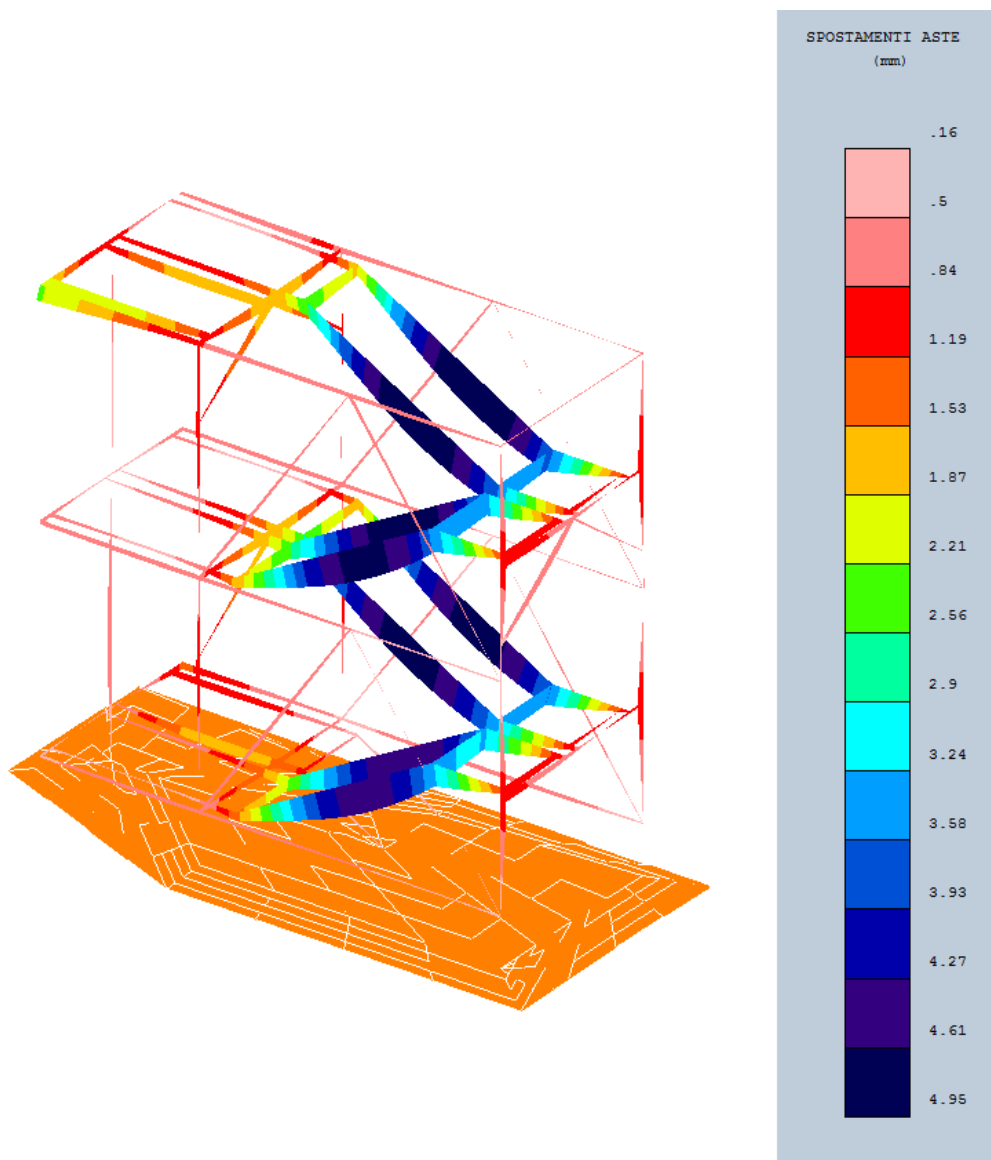
Verifica di Stabilità Presso-Flessionale S.L.U. / S.L.V. (Inviluppo Comb.)



Verifica di Stabilità Flesso-Torsionale S.L.U. / S.L.V. (Involuppo Comb.)



Verifica di Deformabilità S.L.E. (Comb. N.° 2 - Rara)



2.8 VALUTAZIONE DI IDONEITÀ DEL GIUNTO SISMICO

$d = 205 \text{ mm}$ (dimensioni del giunto)

$h = 7900 \text{ mm}$ (quota ultimo sbarco)

$S = S_s \times S_t = 1.20 \times 1.00 = 1.20$

$a_g / g = 0.175$ (S.L.V.)

Spostamento massimo struttura esistente (pto. 7.2.2 D.M. 2008):

$S_{max1} = 1/100 h a_g S / 0.5g = 33.18 \text{ mm}$

Spostamento massimo nuova costruzione (analisi dinamica nodale):

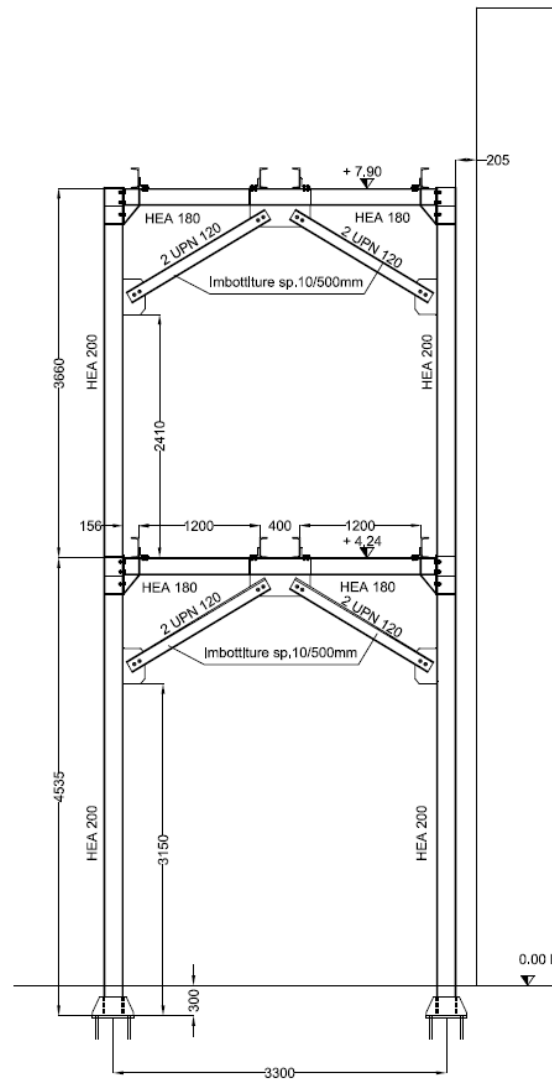
$S_{max2} = 28.24 \text{ mm}$

Verifica idoneità giunto:

$d > S_{max2} + S_{max2} = 61.42 \text{ mm}$ **VERIFICA**

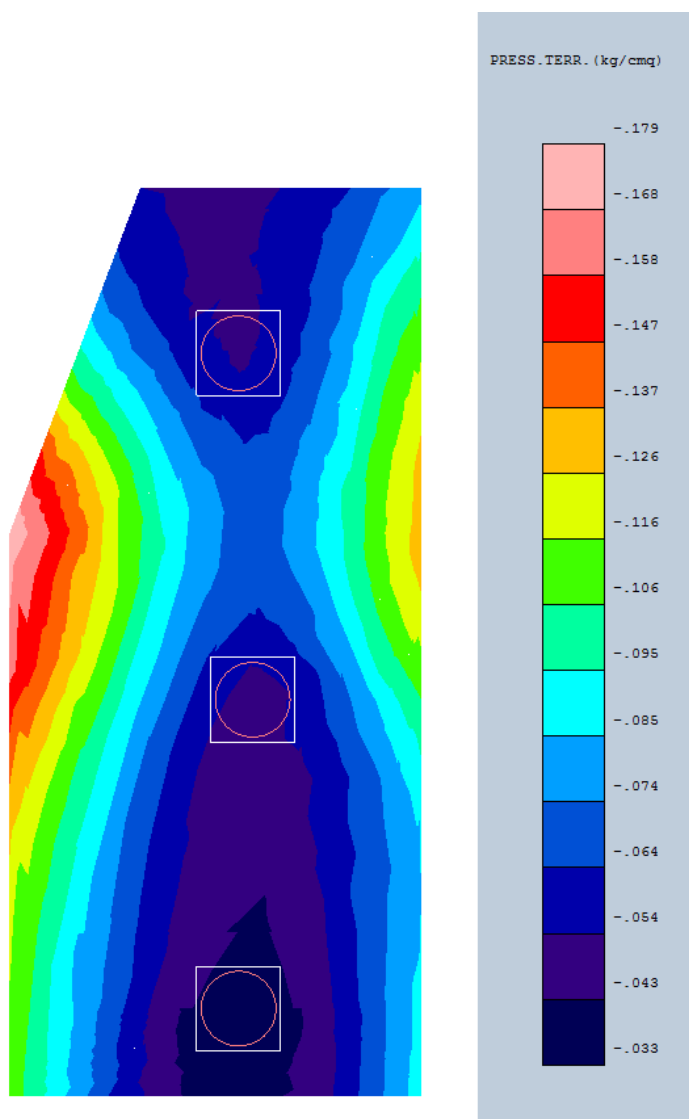
SODDISFATTA

Si riporta di seguito uno stralcio dei tabulati di calcolo relativi agli spostamenti sismici dei nodi, con evidenziati quelli relativi all' ultimo impalcato lato giunto.



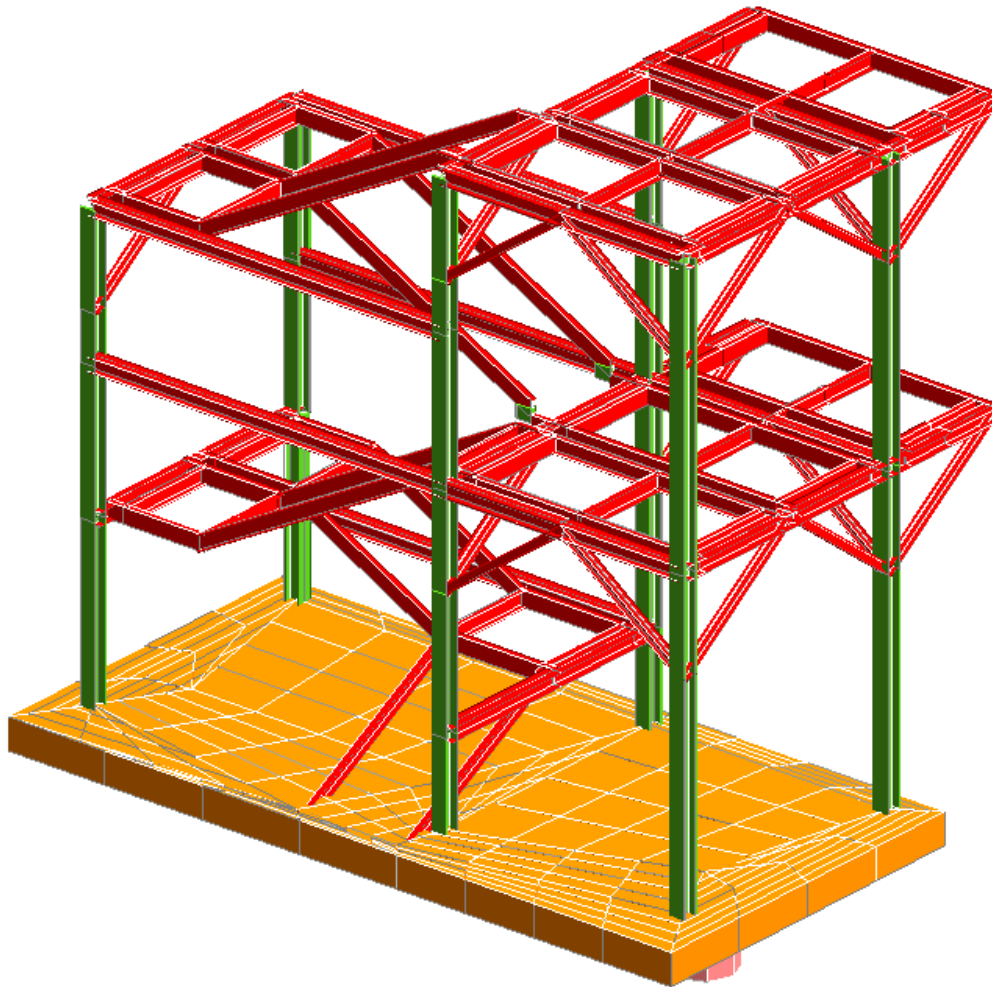
SPOSTAMENTI S.L.V. PER GIUNTI SISMICI (NTC 7.3.3.3)											
IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.			IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.		
Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)	Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)
1	0,00	1	0,06	0,06	0,06	2	0,00	2	0,07	0,06	0,07
36	7.90	53	20,21	1,91	20,23	37	7.90	54	20,03	1,74	20,04
37	4,45	81	15,20	1,25	15,21	5	7.90	82	19,20	1,92	19,20
36	4,45	83	14,97	1,24	14,99	7	7.90	84	20,82	1,97	20,82
20	7.90	99	28,24	2,00	28,24	42	8,10	100	28,24	2,95	28,24
4	6,27	101	18,30	2,09	18,34	5	6,27	102	18,30	2,43	18,30
249	0,00	323	0,08	0,06	0,08						

Pressione Massima sul Terreno S.L.U. (Comb. N.° 1)

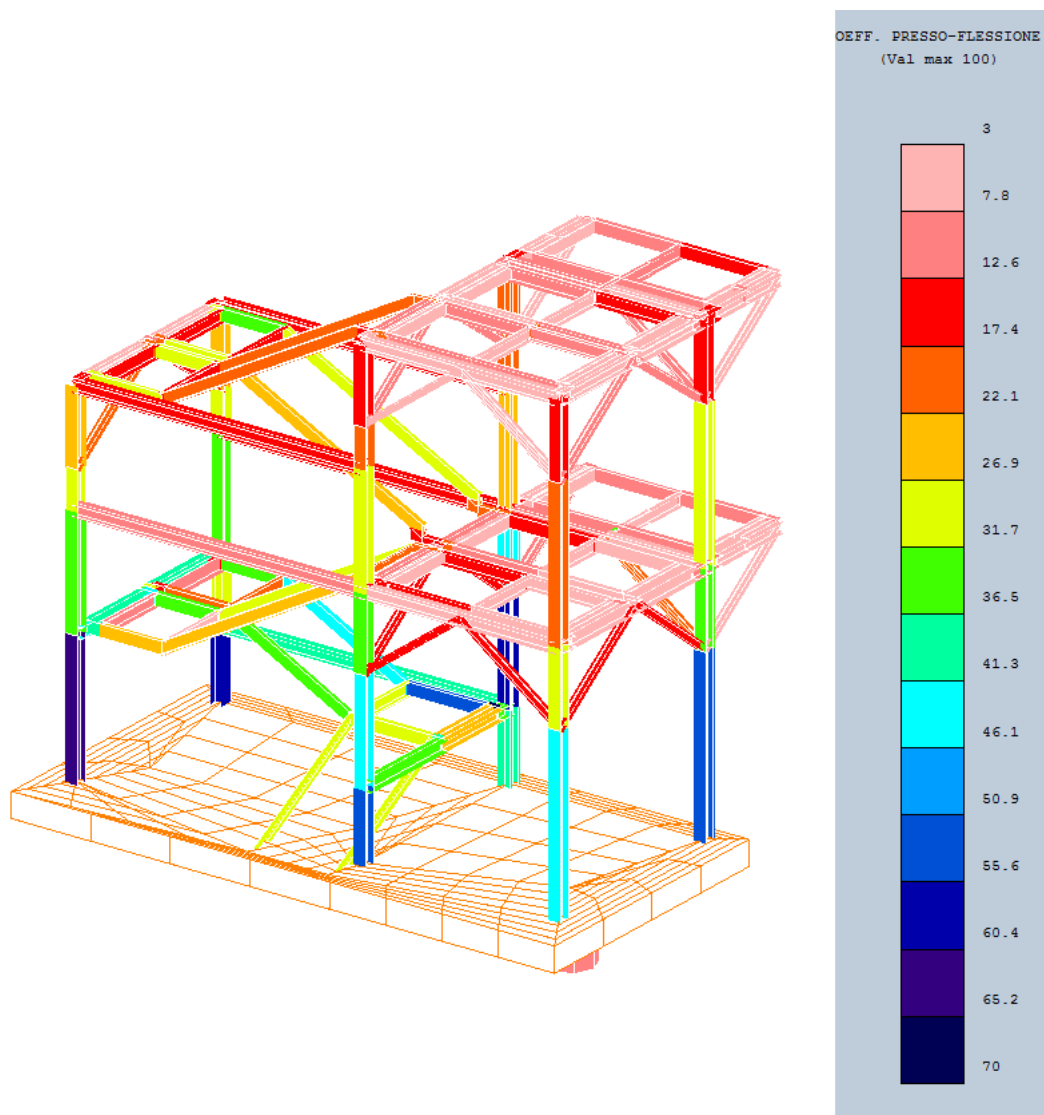


PALAZZINA AMBULATORI – SCALA LATO OVEST

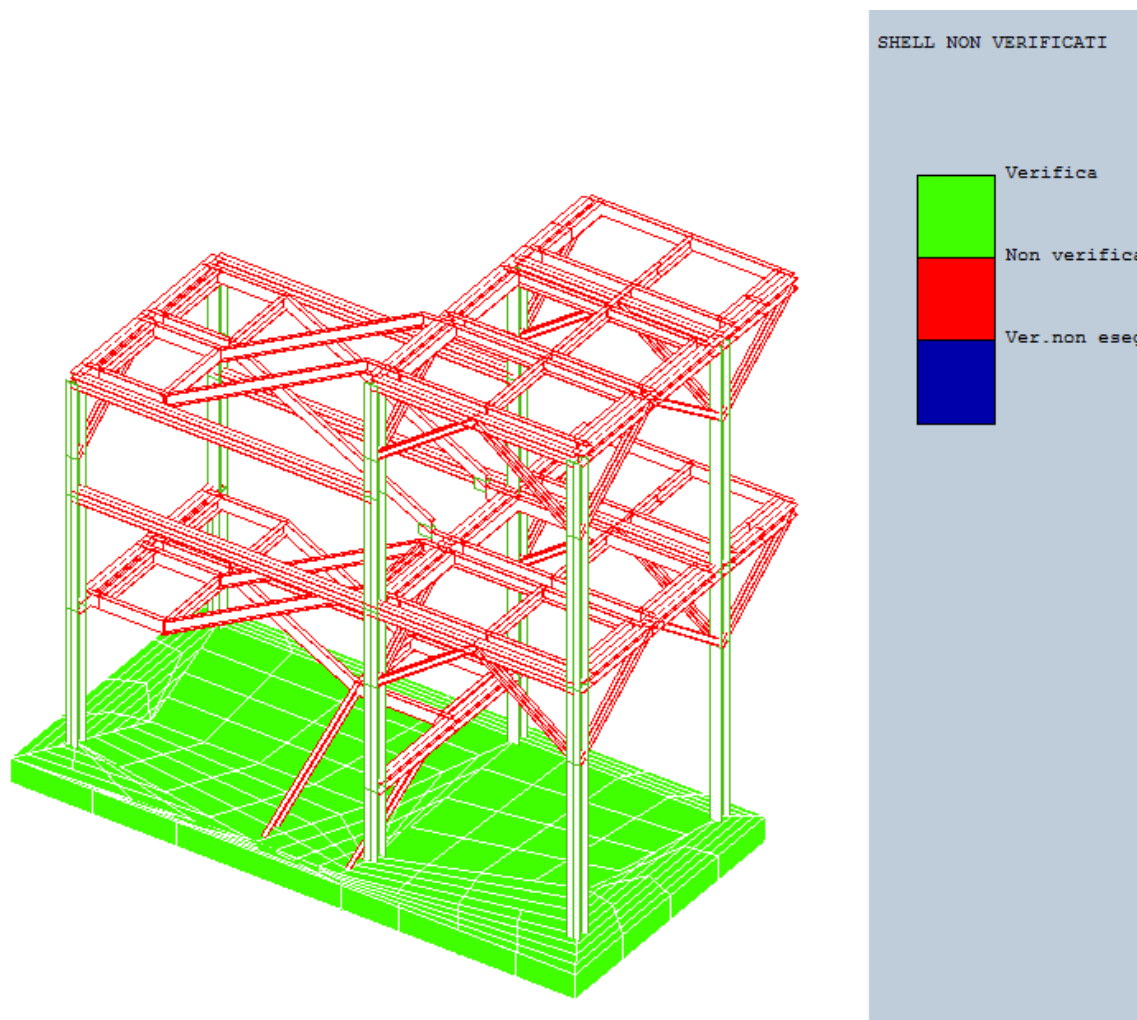
Modello Di Calcolo 3D



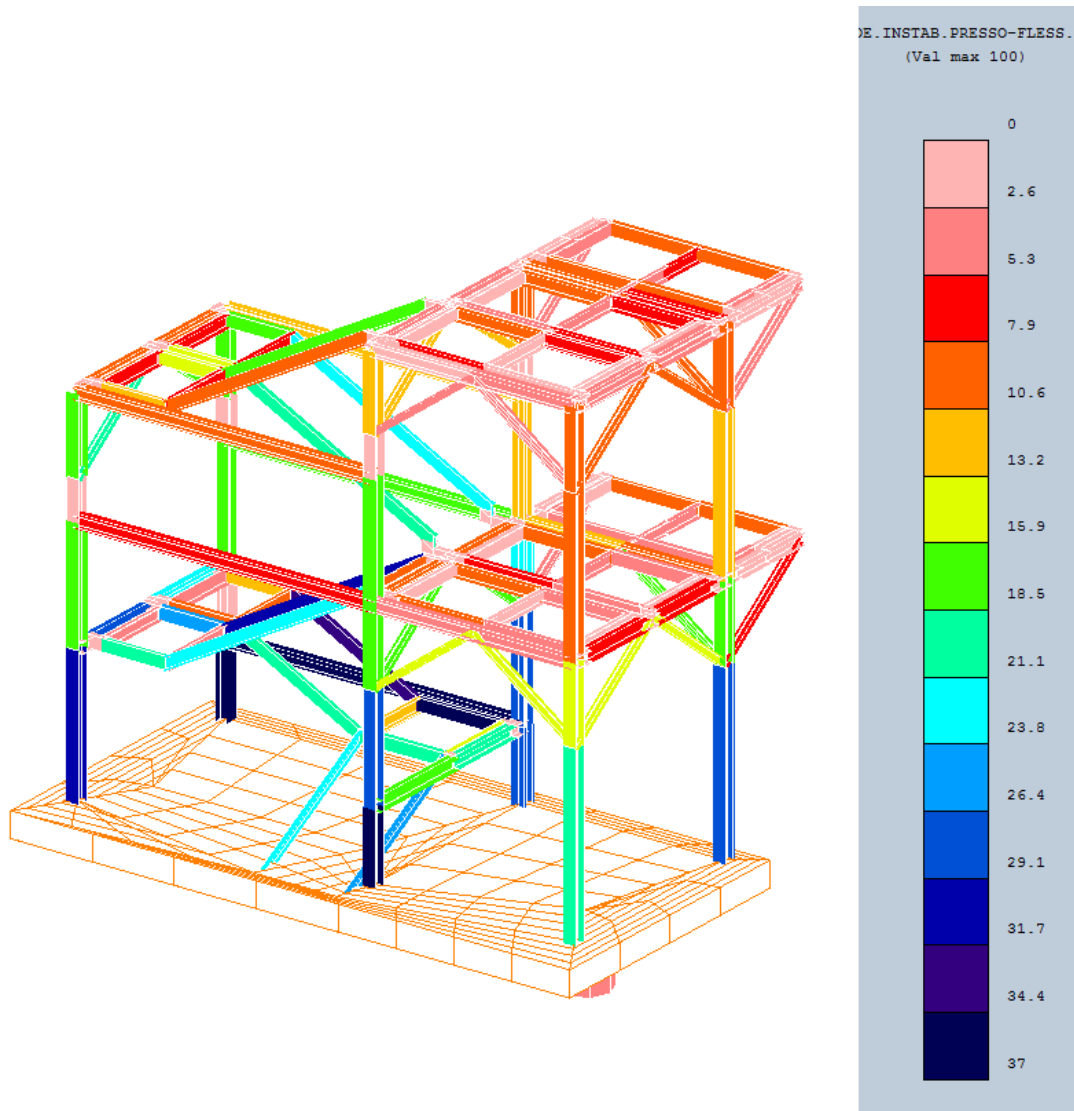
Verifica di Resistenza Struttura Metallica S.L.U. / S.L.V. (Inviluppo Comb.)



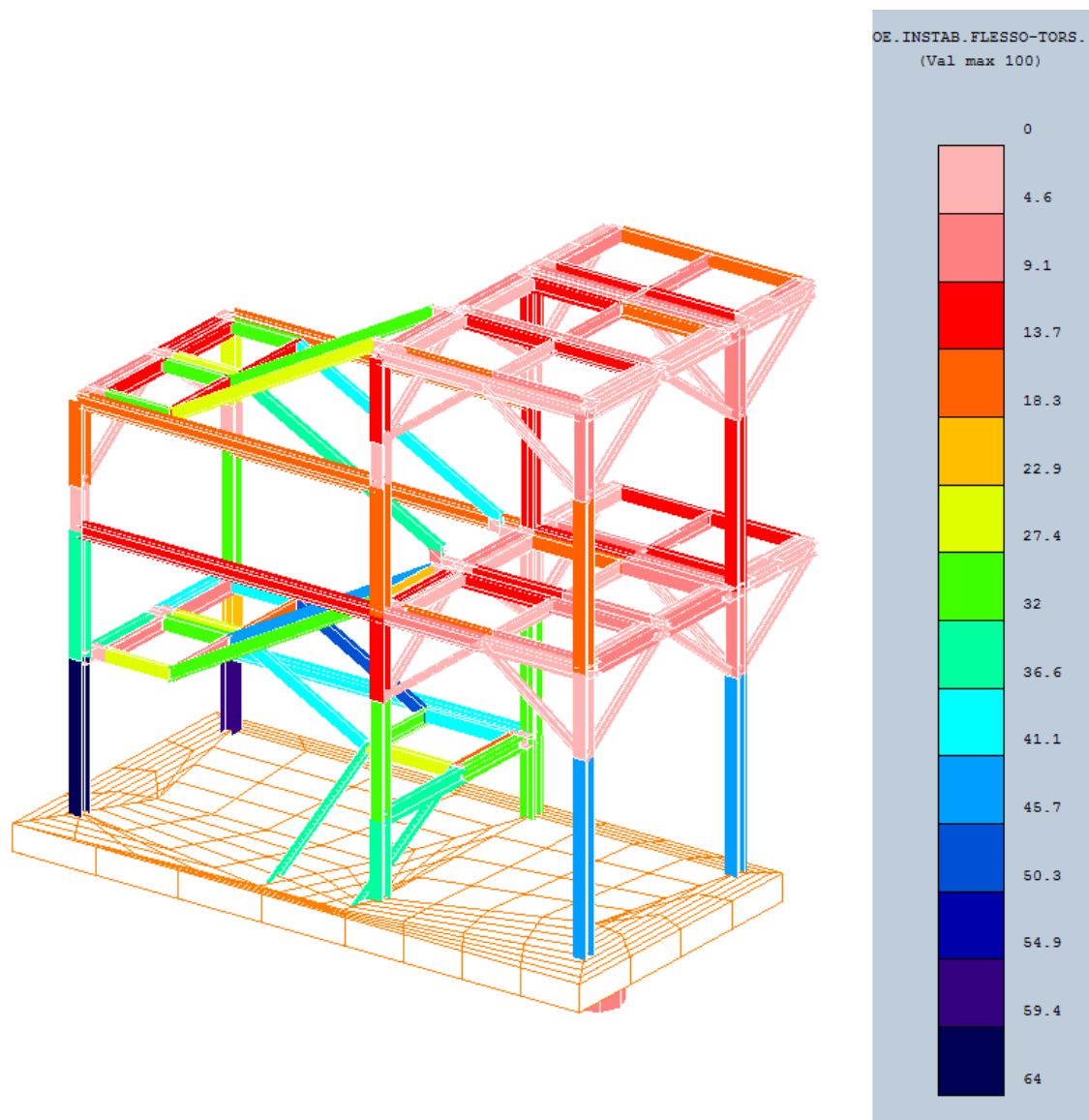
Verifica di Resistenza di Fondazione S.L.U. / S.L.V. (Involuppo Comb.)



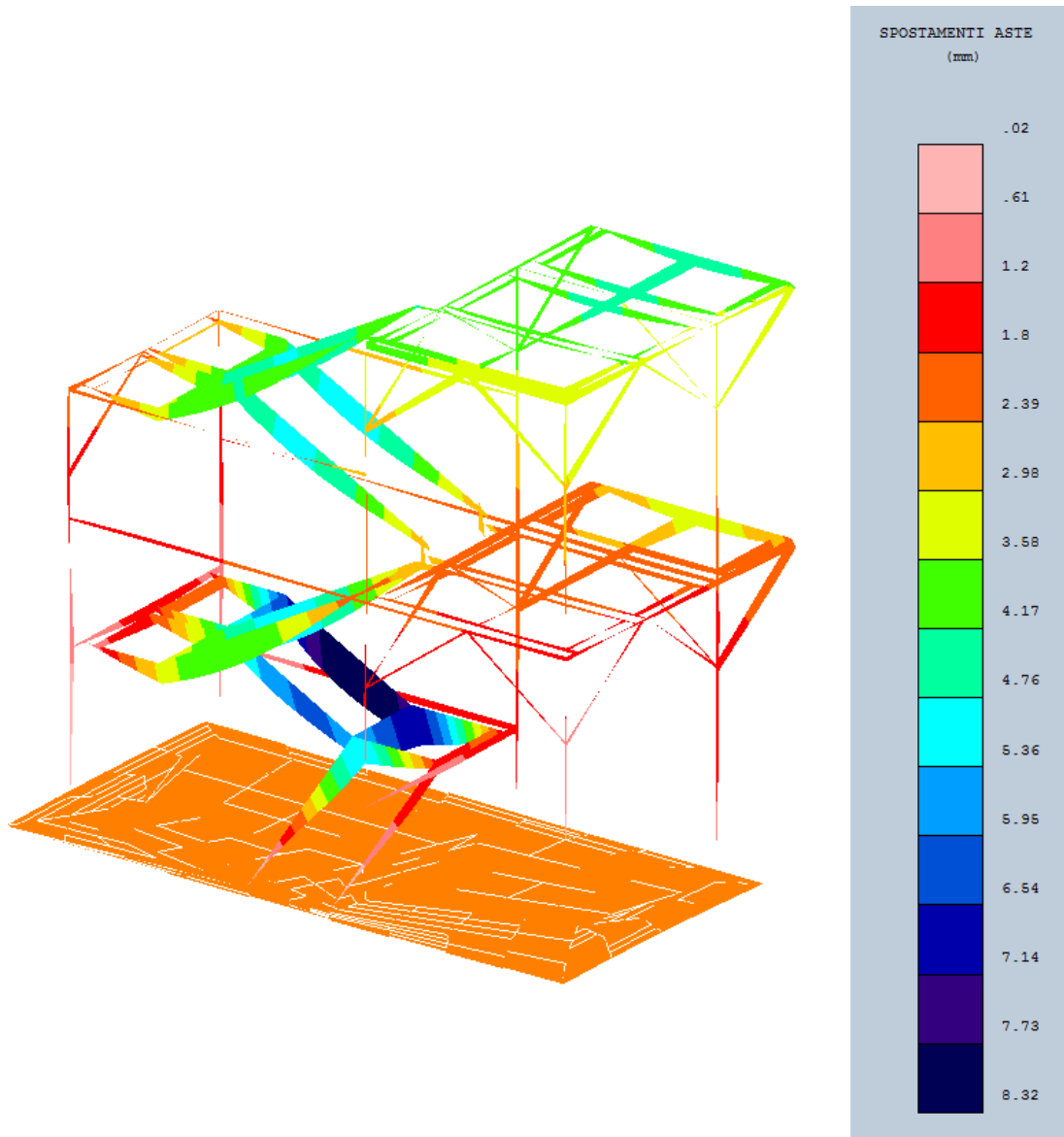
Verifica di Stabilità Presso-Flessionale S.L.U. / S.L.V. (Involuppo Comb.)



Verifica di Stabilità Flesso-Torsionale S.L.U. / S.L.V. (Involuppo Comb.)



Verifica di Deformabilità S.L.E. (Comb. N.° 2 - Rara)



2.9 VALUTAZIONE DI IDONEITÀ DEL GIUNTO SISMICO

$d = 100 \text{ mm}$ (dimensioni del giunto)

$h = 7930 \text{ mm}$ (quota ultimo sbarco)

$S = S_s \times S_t = 1.20 \times 1.00 = 1.20$

$a_g / g = 0.175$ (S.L.V.)

Spostamento massimo struttura esistente (pto. 7.2.2 D.M. 2008):

$S_{max1} = 1/100 h a_g S / 0.5g = 33.31 \text{ mm}$

Spostamento massimo nuova costruzione (analisi dinamica nodale):

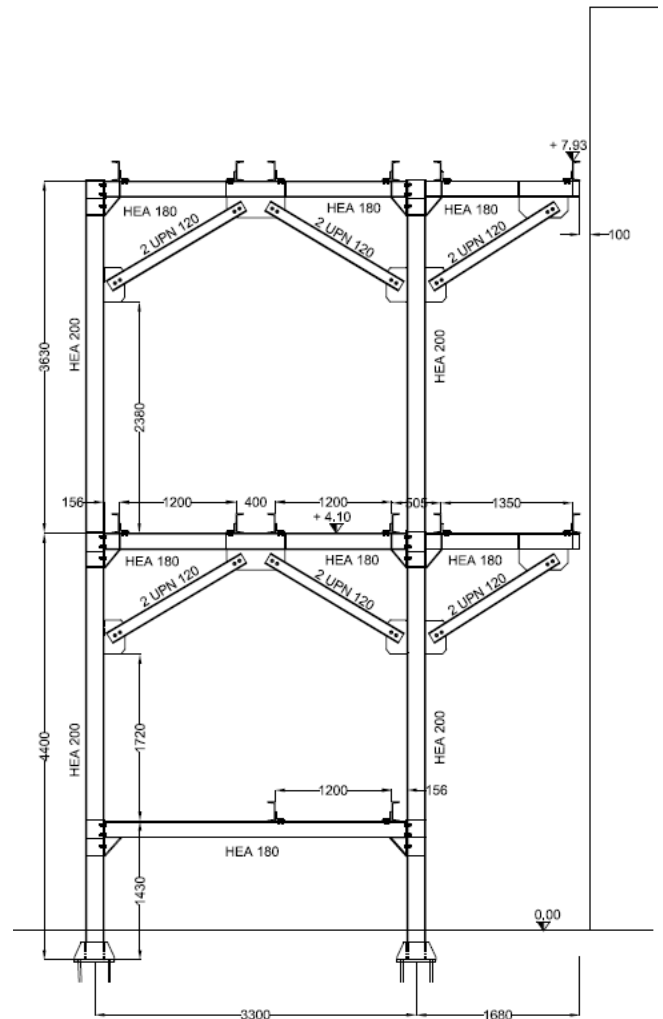
$S_{max2} = 30.28 \text{ mm}$

Verifica idoneità giunto:

$d > S_{max2} + S_{max2} = 63.59 \text{ mm}$ **VERIFICA**

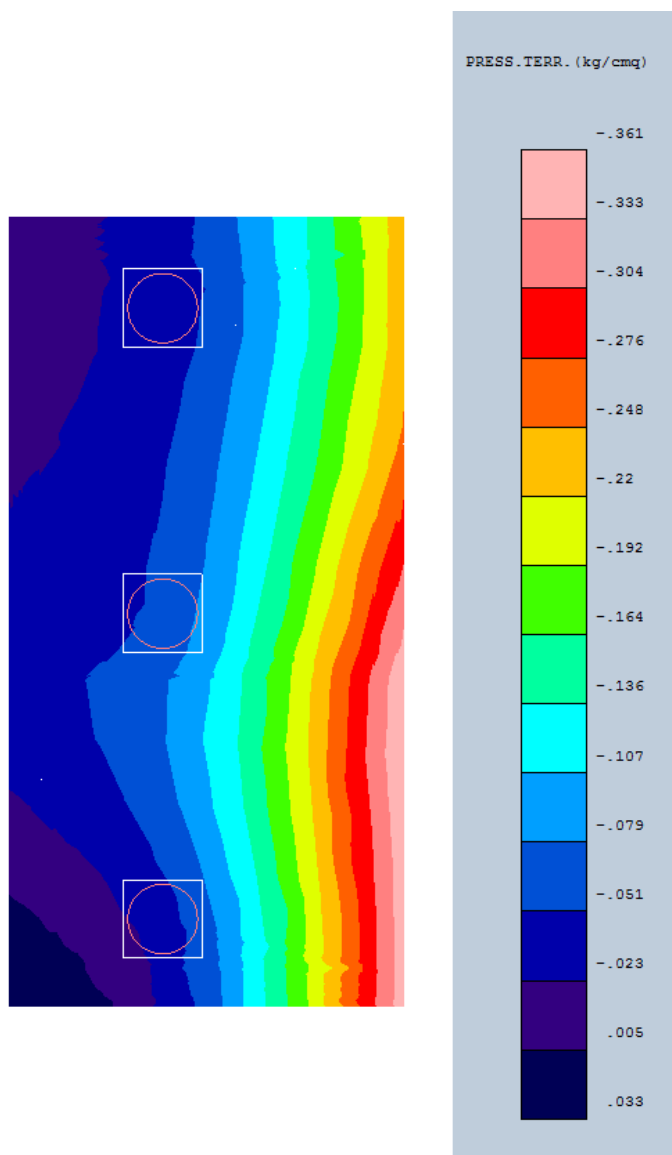
SODDISFATTA

Si riporta di seguito uno stralcio dei tabulati di calcolo relativi agli spostamenti sismici dei nodi, con evidenziati quelli relativi all' ultimo impalcato lato giunto.



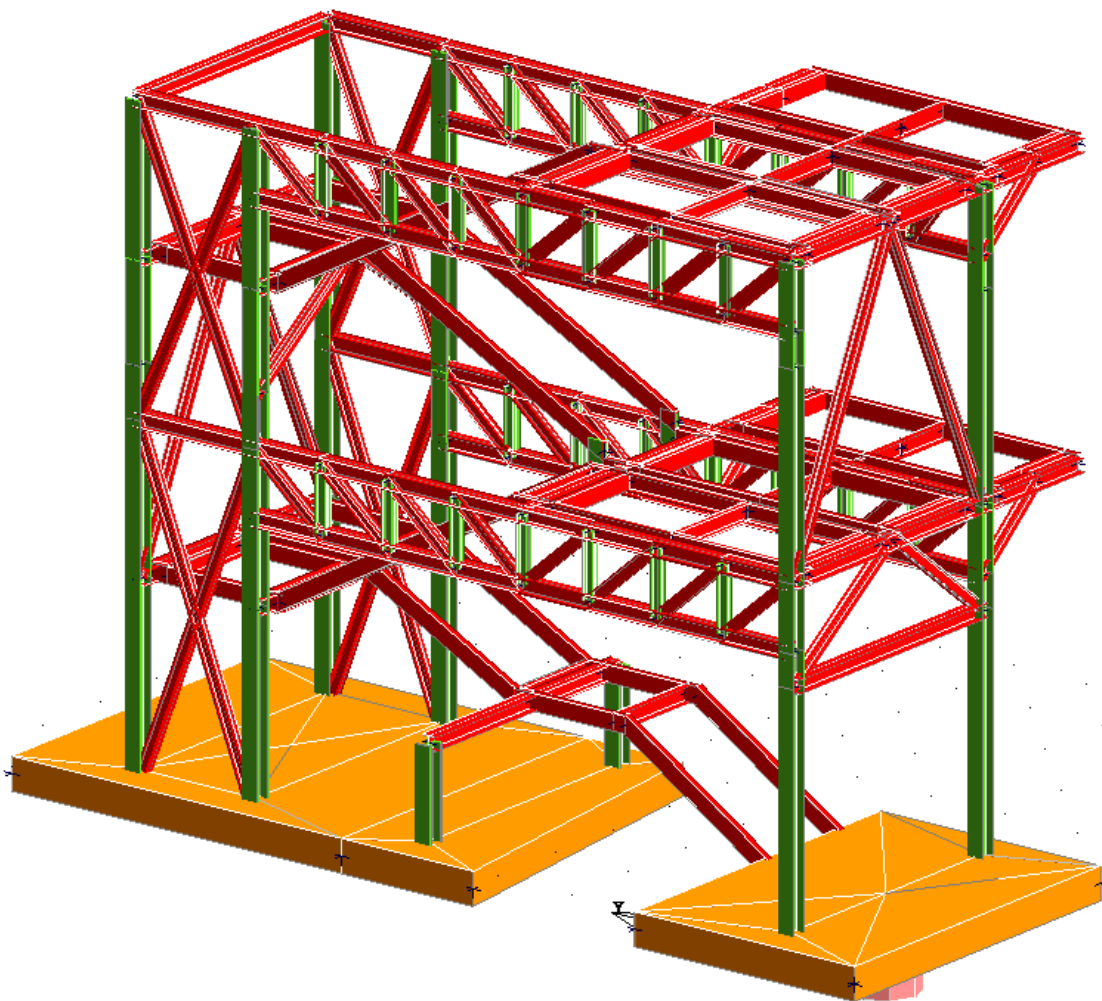
SPOSTAMENTI S.L.V. PER GIUNTI SISMICI (NTC 7.3.3.3)											
IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.			IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.		
Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)	Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)
1	0,00	1	0,10	0,09	0,10	2	0,00	2	0,08	0,09	0,09
40	7,93	87	13,16	29,65	29,65	41	7,93	88	16,67	29,64	30,28
42	7,84	89	16,67	26,69	27,40	43	7,84	90	13,15	26,67	26,67
42	4,20	91	10,96	20,03	20,47	43	4,20	92	7,06	20,02	20,02
44	7,84	93	15,55	20,26	21,13	45	7,84	94	15,55	20,94	21,79
46	7,84	95	15,55	21,02	21,87	47	7,84	96	15,55	22,72	22,92
48	7,93	97	15,55	29,65	29,80	49	7,84	98	15,55	27,35	27,52
44	4,20	99	9,24	16,42	16,77	50	4,20	100	9,24	16,86	17,21
319	0,00	403	0,08	0,11	0,12	320	0,00	404	0,10	0,12	0,13

Pressione Massima sul Terreno S.L.U. (Comb. N.° 1)

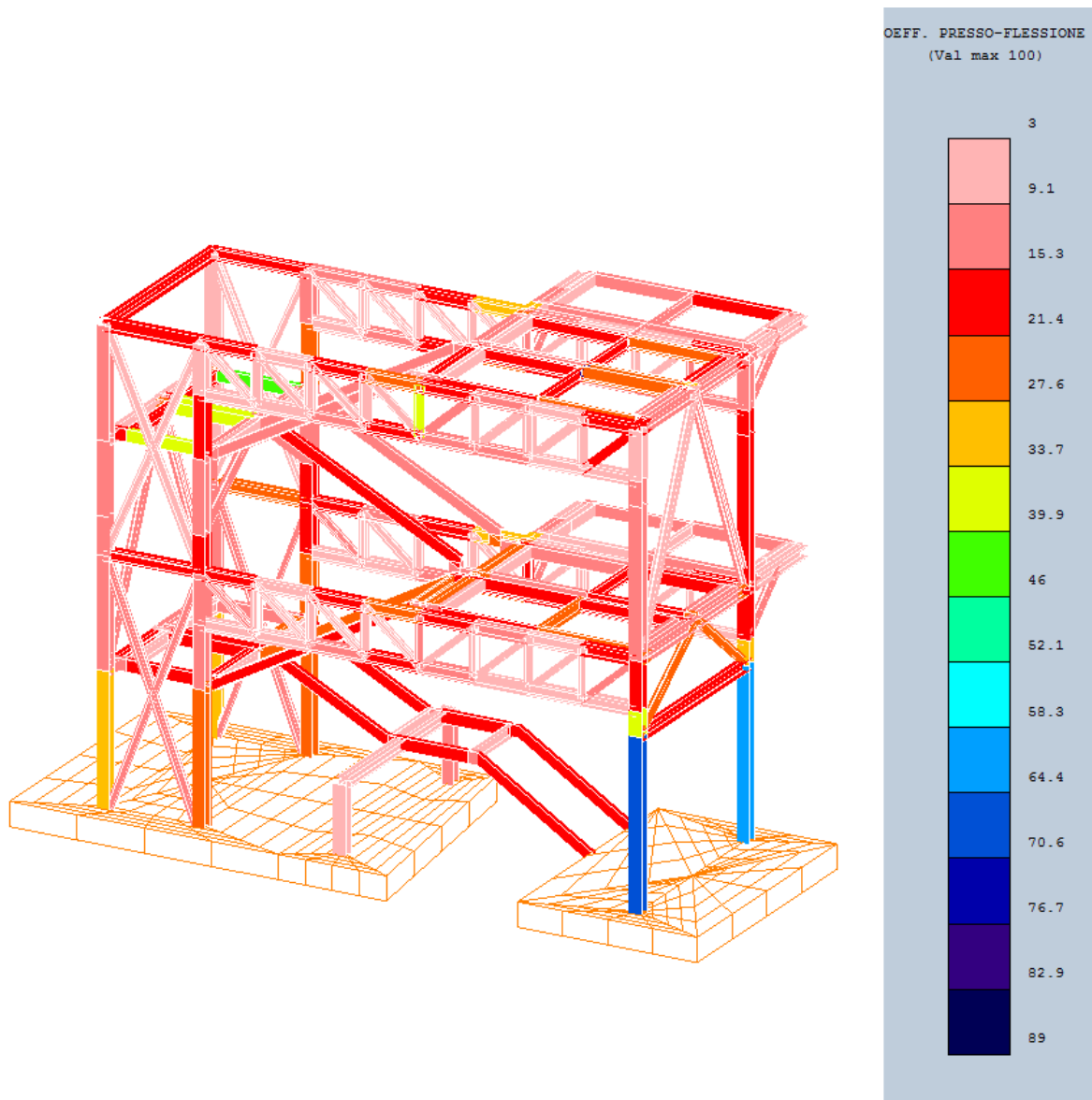


PALAZZINA DIREZIONE SANITARIA

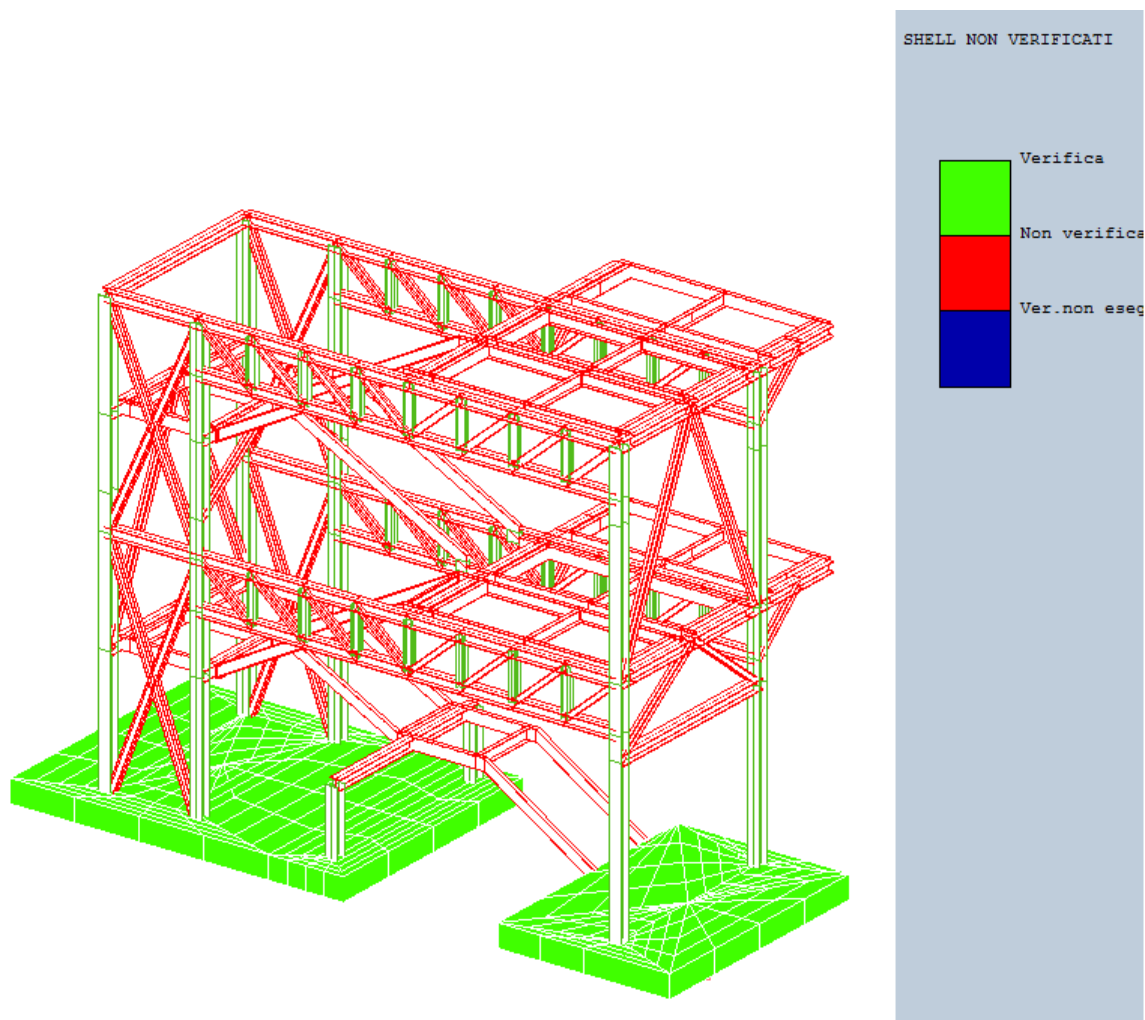
Modello Di Calcolo 3D



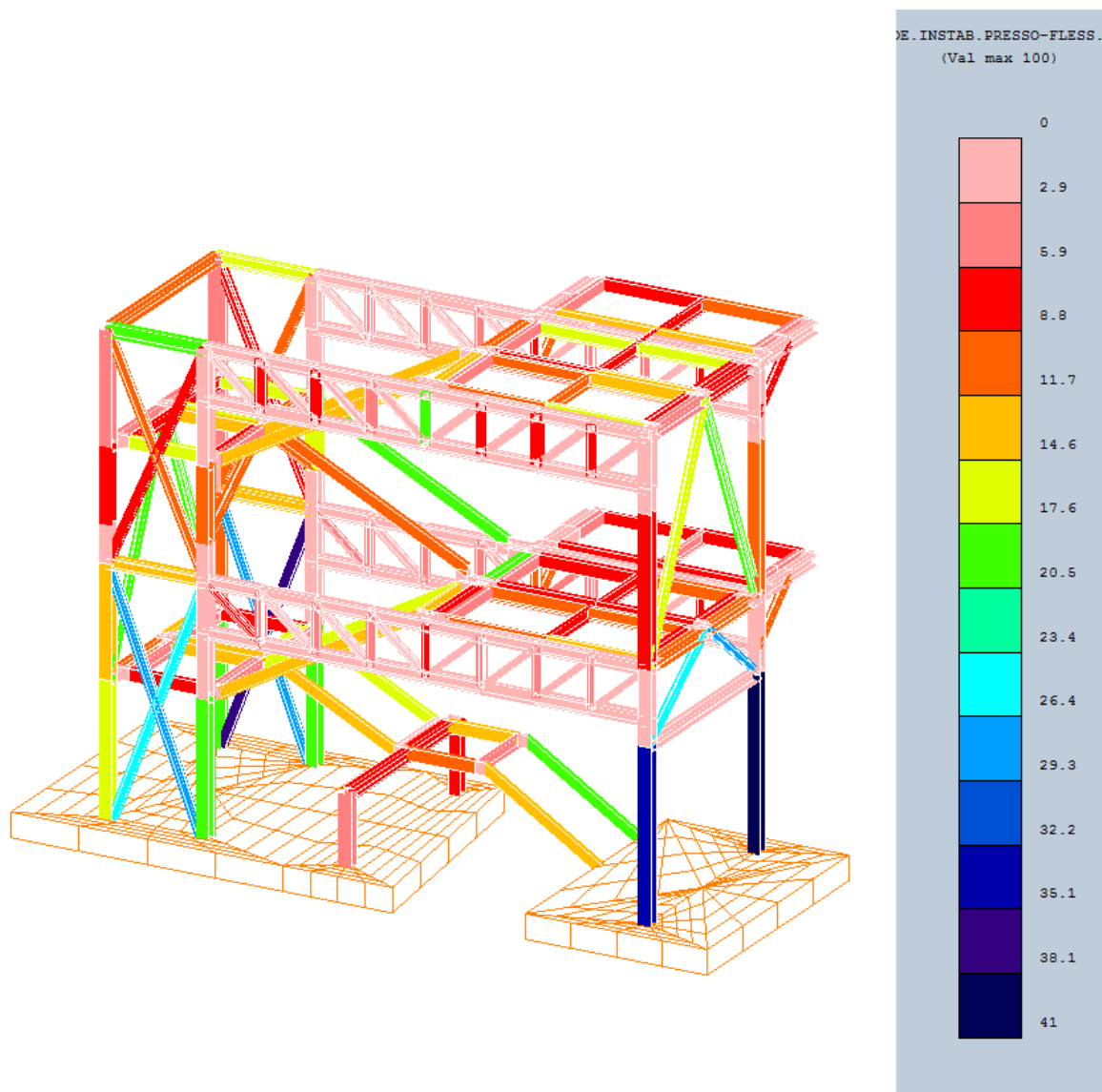
Verifica di Resistenza Struttura Metallica S.L.U. / S.L.V. (Inviluppo Comb.)



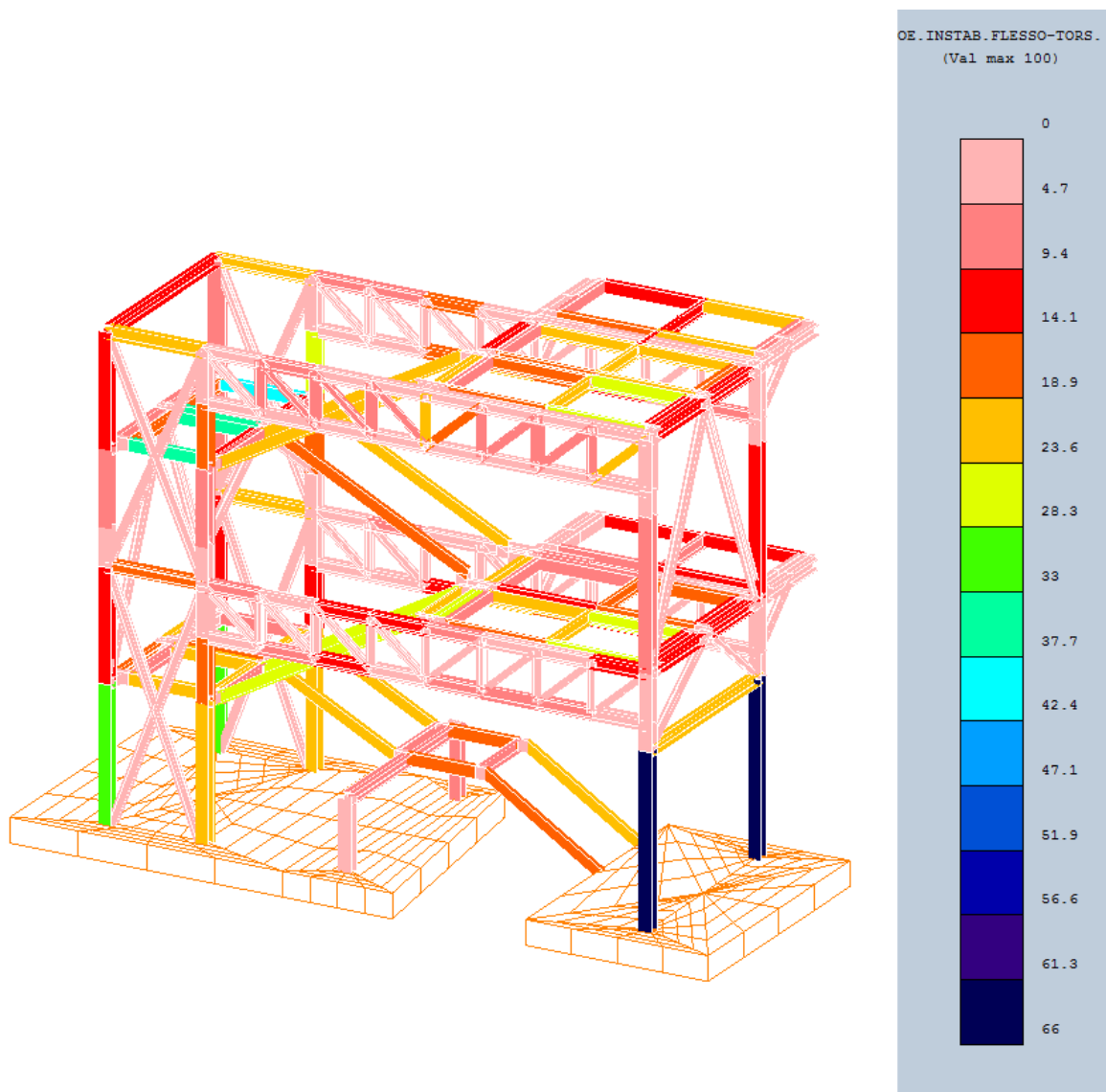
Verifica di Resistenza Struttura di Fondazione S.L.U. / S.L.V. (Inviluppo Comb.)



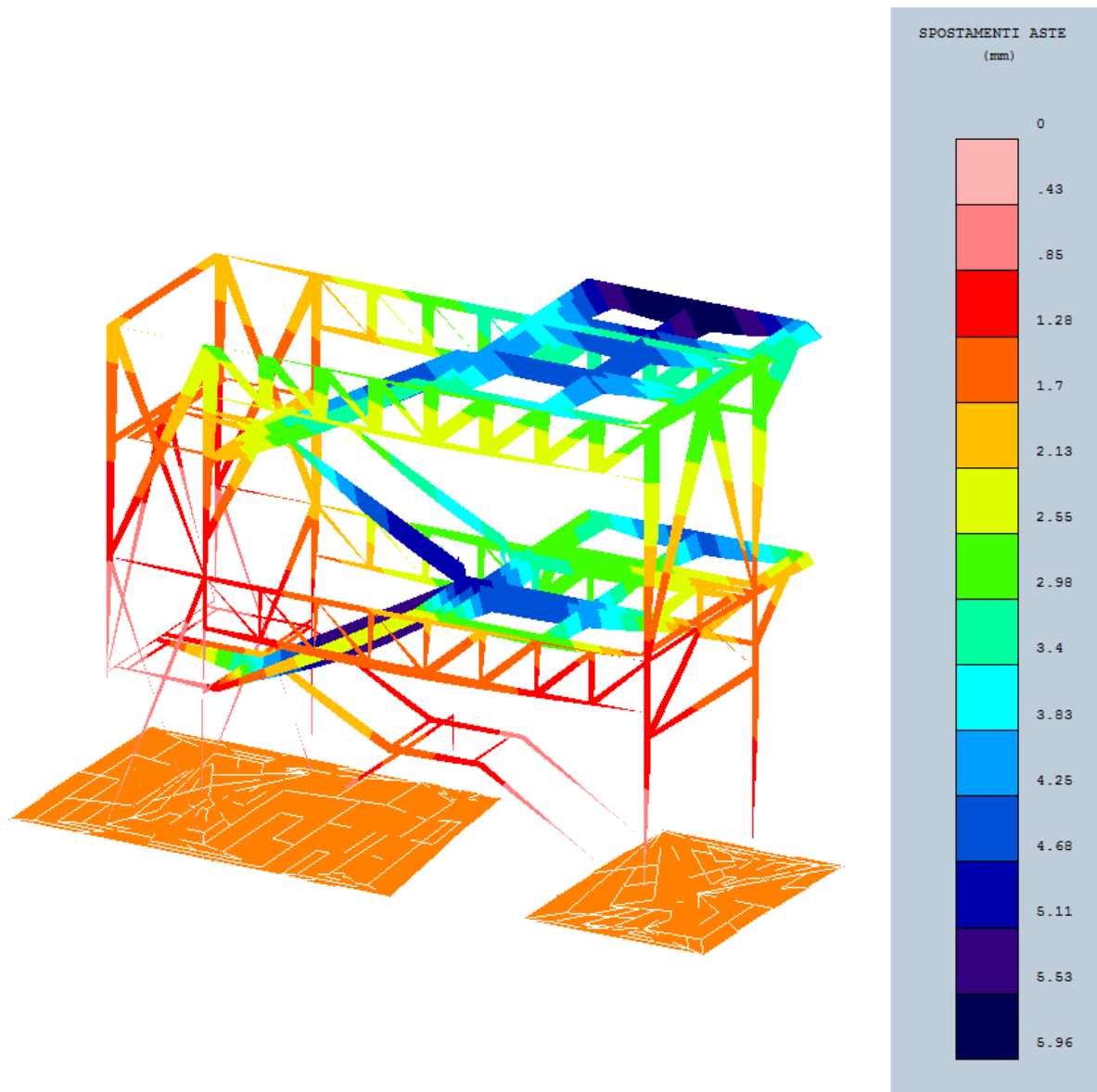
Verifica di Stabilità Presso-Flessionale S.L.U. / S.L.V. (Inviluppo Comb.)



Verifica di Stabilità Flesso-Torsionale S.L.U. / S.L.V. (Inviluppo Comb.)



Verifica di Deformabilità S.L.E. (Comb. N.° 2 - Rara)



2.10 VALUTAZIONE DI IDONEITÀ DEL GIUNTO SISMICO

$d = 150 \text{ mm}$ (dimensioni del giunto)

$h = 7930 \text{ mm}$ (quota ultimo sbarco)

$S = S_s \times S_t = 1.20 \times 1.00 = 1.20$

$a_g / g = 0.175$ (S.L.V.)

Spostamento massimo struttura esistente (pto. 7.2.2 D.M. 2008):

$S_{max1} = 1/100 h a_g S / 0.5g = 33.31 \text{ mm}$

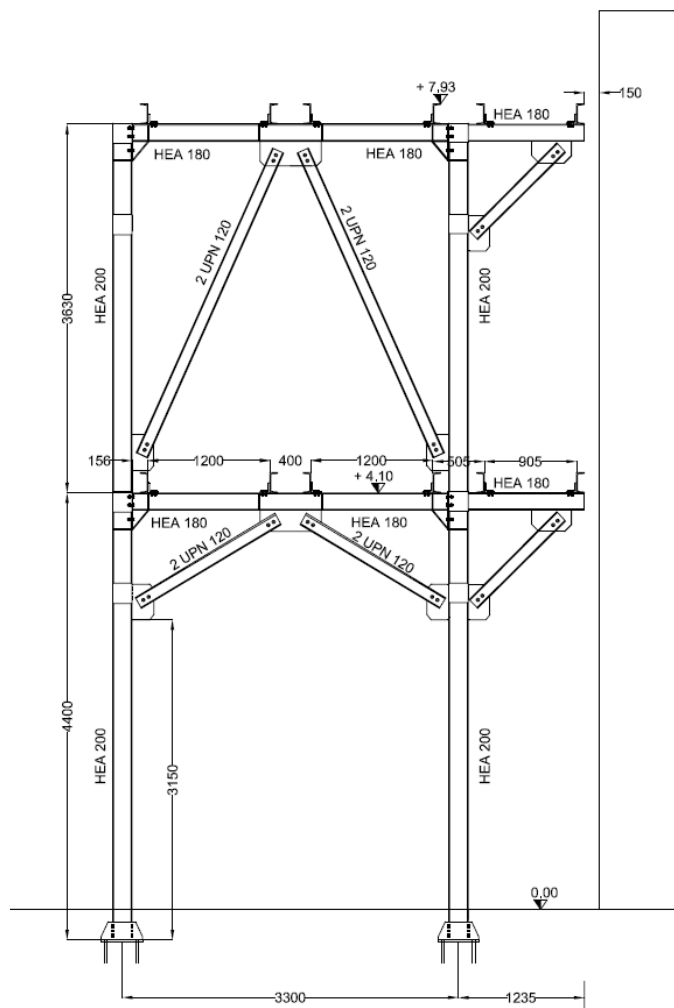
Spostamento massimo nuova costruzione (analisi dinamica nodale):

$S_{max2} = 39.28 \text{ mm}$

Verifica idoneità giunto:

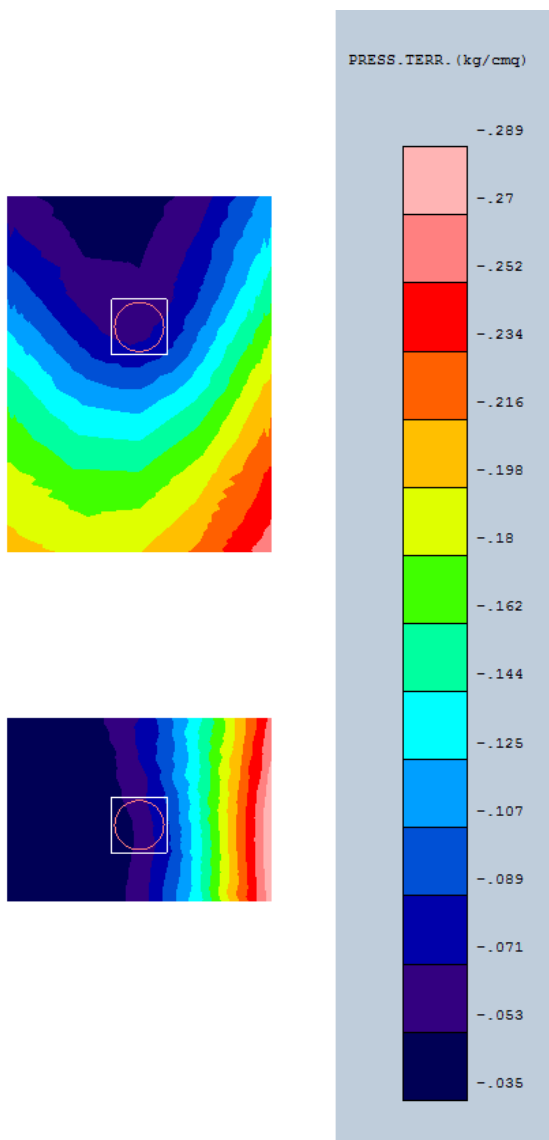
$d > S_{max2} + S_{max2} = 72.59 \text{ mm}$ **VERIFICA SODDISFATTA**

Si riporta di seguito uno stralcio dei tabulati di calcolo relativi agli spostamenti sismici dei nodi, con evidenziati quelli relativi all' ultimo impalcato lato giunto.



SPOSTAMENTI S.L.V. PER GIUNTI SISMICI (NTC 7.3.3.3)											
IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.			IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.		
Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)	Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)
1	0,00	1	0,19	0,01	0,19	2	0,00	2	0,11	0,10	0,14
51	7,84	133	29,85	10,88	30,67	65	1,32	134	2,07	1,02	2,14
66	7,93	135	29,85	13,63	31,32	49	7,84	136	39,20	10,81	39,22
67	7,93	137	39,21	13,63	39,28	66	4,20	138	24,48	7,82	25,25
67	4,20	139	32,47	7,82	33,06	68	7,84	140	39,04	7,31	39,28
75	7,84	149	38,96	7,73	38,96	69	7,84	150	36,17	7,73	36,42
76	7,84	151	30,03	7,72	30,33	77	7,84	152	36,17	7,37	36,42
72	7,84	153	36,17	11,63	36,92	78	7,93	154	36,17	13,64	37,39
54	4,20	155	30,15	3,63	30,16	55	4,20	156	24,52	3,64	24,52
398	0,00	533	0,05	0,10	0,10	399	0,00	534	0,05	0,10	0,10
400	0,00	535	0,05	0,10	0,10						

Pressione Massima sul Terreno S.L.U. (Comb. N.° 1)



2.11 VERIFICA DELLE UNIONI

2.11.1 UNIONI BULLONATE

Dai tabulati di calcolo si sono individuati per ciascuna tipologia i nodi staticamente più impegnati e in base alle relative sollecitazioni indotte dalle aste convergenti si sono dimensionati gli elementi costitutivi del nodo stesso:

- dimensione e spessore della flangia
- dimensione e spessore degli irrigidimenti
- dimensione dei bulloni

Per ragioni di uniformità si sono poi estesi i risultati ottenuti anche ai nodi meno sollecitati.

I bulloni utilizzati per le giunzioni degli elementi portanti sono M 16 ed M18 ad alta resistenza Classe 8.8 (UNI 3740;UNI 5712; UNI 5713).

2.11.1.2 PIASTRA DI BASE

Il pilastro in acciaio trasmette alla fondazione le tre caratteristiche della sollecitazione N,M,T; la fondazione, a sua volta trasmette le stesse caratteristiche al terreno, o alla struttura portante c.a.

Per le basi delle colonne portanti si utilizzano piastre nervate di dimensioni 500 x 500mm spessore 30mm e vincolate ai plinti di fondazione mediante 8 tirafondi in acciaio M27 ad alta resistenza classe 8.8.

Le dimensioni della piastra di base delle colonne pressoinflesse e le dimensioni dei tirafondi sono valutate in modo da garantire che l'area d'impronta della fondazione in cls, che risulta parzializzata, sia in grado di assorbire le sollecitazioni indotte dalla sovrastruttura.

Si esegue quindi la verifica di una sezione in cls armato delle dimensioni della piastra di base ed avente come armatura inferiore e superiore l'area dei tirafondi.

2.11.2 UNIONI SALDATE

Saldature manuale a filo continuo a cordoni d'angolo.

Le dimensioni dei cordoni di saldatura sono state individuate (al fine di uniformarle) non in relazione alle effettive sollecitazioni presenti sulle singole aste ma “ **a ripristino** ”, vale adire che ciascuna saldatura è in grado di resistere al massimo sforzo che l'asta è in grado di assorbire compatibilmente con le proprie caratteristiche meccaniche.

L' area resistente del cordone di saldatura è quella della sezione di gola che secondo quanto previsto dal D.M. 14/02/08 pto. 4.2.8.2.4 e ai fini del calcolo si è utilizzato il metodo semplificato.

Si riportano nell' allegato N.° 2 i tabulati di calcolo relativi al dimensionamento delle unioni relative agli elementi strutturali più sollecitati, estendendo a tutti gli altri i risultati ottenuti.

3 RELAZIONE ILLUSTRATIVA QUALITÀ DEI MATERIALI

3.1 STRUTTURE GETTATE IN OPERA

Nella esecuzione delle Opere di costruzione della fondazione della struttura in epigrafe, tenuto conto della classe di esposizione che secondo le UNI EN 206-1 2006 è la XC2 per le fondazioni, è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- Acciaio ad aderenza migliorata B450C per i getti in cls
- CIs C25/30 per le opere di fondazione

I conglomerati cementizi da impiegarsi saranno dosati come appresso:

CIs C25/30:

- sabbia lavata	m ³ 0.400	per m ³ di cls
- ghiaietto vagliato	m ³ 0.800	per m ³ di cls
- cemento "325"	Kg 300	per m ³ di cls
- acqua/cemento	0.6	

Gli inerti dovranno provenire da cave naturali o da impianti di frantumazione purché non ricavati da roccia decomposta o gessosa; dovranno essere non gelivi e non friabili e non dovranno contenere sostanze organiche, limose ed argillose o comunque dannose.

L'acqua per gli impasti dovrà essere limpida e dolce e non dovrà contenere cloruri e solfati in percentuale dannosa.

Le barre ad aderenza migliorata dovranno essere esenti da una eccessiva ossidazione, da corrosione e da qualsiasi difetto superficiale visibile che menomi la resistenza.

Le zone di ancoraggio delle barre dovranno essere utilmente compattate.

3.1.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

ACCIAIO:

- Acciaio ad aderenza migliorata B450C per i getti di cls

$$f_{yk} \geq f_{y,nom} = 450 \text{ N / mm}^2$$

$$f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540 \text{ N / mm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391 \text{ N / mm}^2$$

CALCESTRUZZO:

- Calcestruzzo C25/30 per le opere di fondazione

$$f_{c,k} = 25 \text{ N / mm}^2$$

$$f_{c,d} = \alpha_{cc} f_{c,k} / \gamma_c = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.17 \text{ N / mm}^2$$

$$f_{c,tk} = 1.8 \text{ N / mm}^2$$

$$f_{c,td} = 1.2 \text{ N / mm}^2$$

3.2 STRUTTURE PREFABBRICATE

Nella realizzazione delle strutture prefabbricate relative alla costruzione in epigrafe, è previsto l'impiego dei seguenti materiali, tutti recanti marcatura CE:

- *Acciaio laminato a caldo di tipo S355JR (UNI EN 10025-2) per i profili pieni (Hea, Ipe, Upn, L, tondi), le barre, i piatti larghi e le lamiere per le strutture in elevazione.*
- *Acciaio di tipo S355 semicalmato o calmato e di composizione chimica contenuta secondo i limiti della UNI 5132/74, per le saldature, da eseguirsi manualmente a filo continuo tipo EN 440 G3 si 1 in atmosfera protettiva; giunti a cordone d'angolo. Le saldature dovranno essere eseguite secondo i procedimenti previsti nelle UNI EN ISO 4063/01 e UNI EN 1011/05*

- *Bulloni e barre filettate ad alta resistenza di classe 8.8 e dadi di classe 8 (UNI 898-1/2001 e UNI 15048-1/2007); serraggio dei bulloni con coppia (suggerita CNR 10011) tale da provocare una forza di trazione nel gambo pari a 0,8 fy Ares (tensione di snervamento); limiti dimensionali come da UNI EN ISO 4016/2002 e UNI EN ISO 5592/68*
- *Grigliato: barra 30x2 mm, Maglia 15 x 76 mm; Acciaio S235 JR*

3.2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

ACCIAIO DA CARPENTERIA:

- Acciaio laminato di tipo S555JR per i profili pieni, i tubolari, i piatti larghi e lamiere di spessore $t \leq 40\text{mm}$.

Tensioni limite:

$$f_{tk} = 510 \text{ Nmm}^{-2} \quad f_{yk} = 355 \text{ Nmm}^{-2}$$

UNIONI

- Bulloni e barre filettate classe 8.8

Tensioni limite:

$$f_{tb} = 800 \text{ Nmm}^{-2} \quad f_{yb} = 649 \text{ Nmm}^{-2}$$

- Saldature con acciaio S355, a cordone d'angolo.

Pescara, 25/05/2014

Il Calcolatore

Ing. Domenico Masciandaro

Il Direttore dei Lavori

Ing. Domenico Masciandaro

4 CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA' DEI RISULTATI

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 14.01.2008 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica è stata effettuata una analisi dinamica modale.

SOFTWARE UTILIZZATO: CDSWin versione 2013 con licenza chiave n° 16182 e prodotto dalla :

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri

95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

ELABORATORE UTILIZZATO :

MARCA	FUJITSU SIEMENS
MODELLO	CELSIUS
PROCESSORE	INTEL CORE DUO 3.06 GHZ
RAM	2.5 GB
S.O.	WINDOWS
VERSIONE	XP PROFESSIONAL SP3
REGISTRAZIONE	00186-043-689-413

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2008 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Si allegano alla presente i test sui casi prova forniti dalla S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti.

La S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

5 VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITA'

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari abbiano dato valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

5.1 PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 14.01.2008.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli statici per il valore delle le azioni pari a quelle di esercizio.

Pescara, 25/08/2014

Ing. Domenico Masciandaro