



AEROPORTO FONTANAROSSA CATANIA

INSTALLAZIONE DI DUE ASCENSORI DI CUI UNO A SERVIZIO DEI PRM E L'ALTRO PER LE MERCI

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTO - SAC S.p.A.
Area Engineering



ing. Luigi Bonfiglio

geom. Vincenzo Mommo

ing. A. Valentina Grasso

arch. Giusi M.G. Nicotra

ing. Domenico Antonio Cocina

geom. Antonio Luciano Arditi

RELAZIONE DI CALCOLO

Cod. MIA:

Cod. CdP:

DATA PROGETTO	MARZO 2016
AGGIORNAMENTI	NOVEMBRE 2016
	GENNAIO 2017

Numerazione Tavola

ES_INST_ASC_RC

SCALA:

L'ACCOUNTABLE MANAGER
ing. Antonio Palumbo

P.H. PROGETTAZIONE INFRASTRUTTURE E SISTEMI
ing. Luigi Bonfiglio

P.H. AREA DI MOVIMENTO
ing. Massimo Donato

P.H. MANUTENZIONE INFRASTRUTTURE E SISTEMI
geom. Andrea Musumarra

P.H. TERMINAL
ing. Antonio Palumbo

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
ing. Luigi Bonfiglio

L'AMMINISTRAZIONE

L'IMPRESA

INDICE

1	Introduzione.....	3
2	Parametri di progetto.....	5
2.1	Normativa di riferimento	5
2.2	Caratteristiche dei materiali	5
3	Modellazione strutturale	6
3.1	Descrizione programma utilizzato	6
3.2	Affidabilità dei codici utilizzati	6
3.3	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	6
4	Verifiche strutturali.....	7
4.1	Ipotesi di calcolo e schemi statici	7
4.2	Azioni sulla costruzione	8
4.3	Azioni dovute al vento	10
4.4	Azioni dovute alla temperatura	10
4.5	Azioni dovute alla neve.....	11
4.6	Analisi dei carichi	11
5	Combinazioni di carico	12
6	Verifica aste.....	13
6.1	Verifica delle traverse doppia 115x60x33-4	13
6.2	Verifica dei montanti 160x60x35-6 / 115x60x33-4	15
6.3	Verifica dei tamponamenti	19
7	Reazioni massime ai vincoli del castelletto	20
8	Verifica delle unioni.....	23
9	Deformazioni struttura	25
10	Conclusioni	26



1 INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione di calcolo sono le strutture di sostegno per le guide, i tamponamenti e la copertura del vano ascensore dell'edificio sito in VIA FONTANAROSSA nel Comune di CATANIA.

Non sono oggetto della presente relazione, né costituiscono responsabilità del sottoscritto progettista: le fondazioni della struttura, la verifica della struttura esistente a cui è collegato il castelletto, gli ancoraggi alla struttura esistente, gli elementi che non costituiscono la struttura portante del castelletto (elementi dell'impianto) e in particolare le guide ascensore.

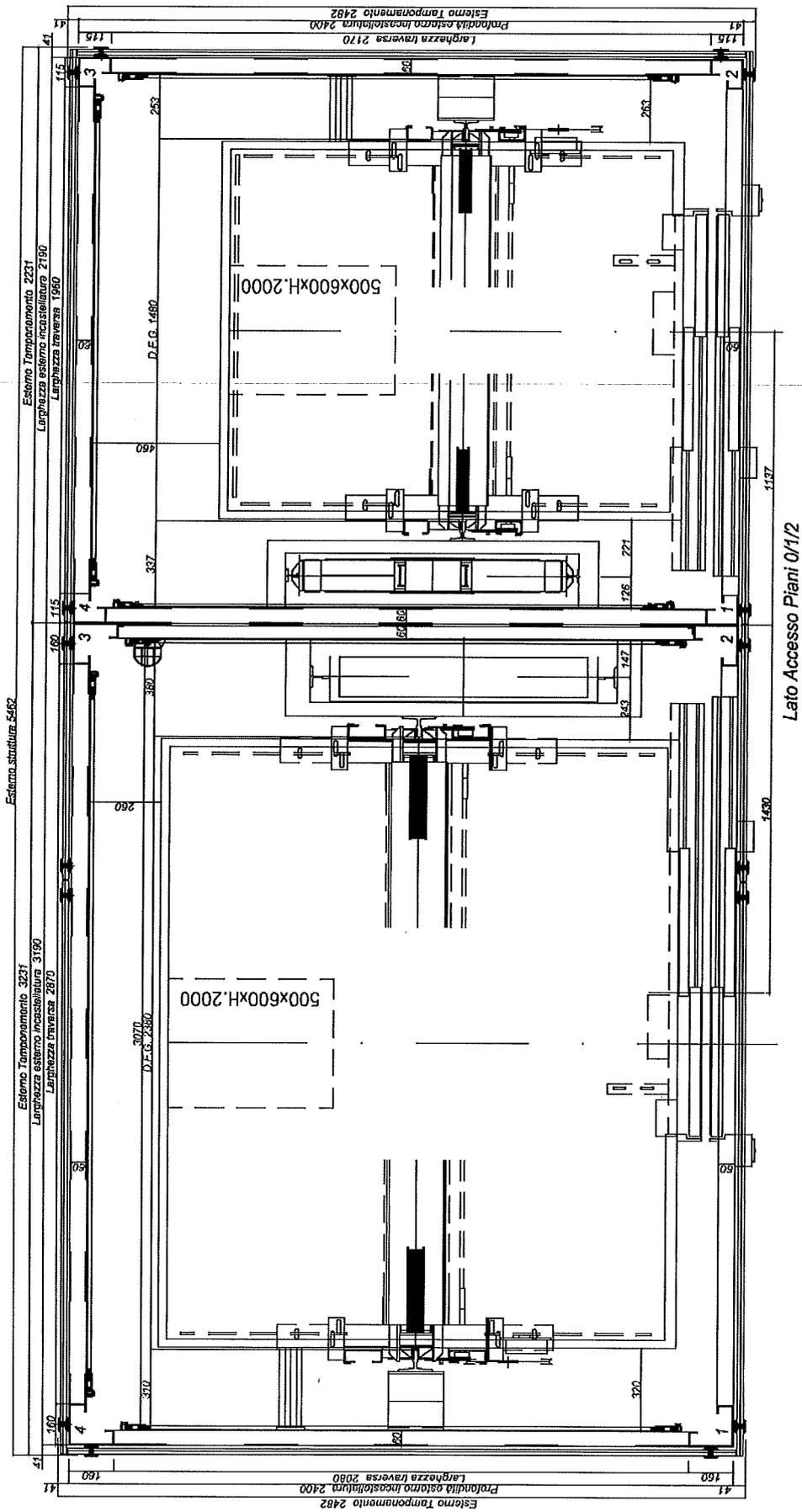
Caratteristiche generali

Dimensioni	Larghezza:	3231 + 2231 mm
	Profondità:	2482 mm
	Altezza:	11100 mm
Portata:		2000 kg / 1000 kg
Tipo impianto:		Elettrico
N.ro fermate ai piani:		3 (compreso Piano 0)

La struttura è costituita da traverse, a cui sono ancorate le guide dell'ascensore ed i tamponamenti, e da montanti verticali. Sia le traverse sia i montanti sono costituiti da profilati formati a freddo. Il vano ascensore è situato all'**ESTERNO** dell'edificio. La struttura metallica deve essere opportunamente vincolata all'edificio per poter resistere ai carichi a cui è sottoposta; in particolare, i montanti anteriori di ciascuna struttura (ovvero i montanti 1 e 2 di entrambe le strutture) sono vincolati ad ogni sbarco ed in testata. Tutti i montanti sono vincolati alla base. Su 3 lati (uno in comune) la struttura è dotata di crociere, aventi sezione 50x5 mm. La presente relazione non tratta del calcolo degli ancoraggi, che dovranno essere calcolati da altro tecnico abilitato in funzione dei carichi forniti dalla presente relazione ed in funzione dei materiali di supporto.

La struttura del castelletto trasmette alle fondazioni azioni abbastanza rilevanti, che dovranno essere assorbite da elementi progettati da altro professionista abilitato in funzione dei dati contenuti nella presente relazione. Le fondazioni dovranno essere solide e continue, in modo da garantire un appoggio continuo a tutta la superficie del castelletto. Non ci dovranno essere zone in cui i montanti non appoggino per tutta la superficie della loro proiezione orizzontale.

La struttura sorregge le azioni orizzontali trasmesse dalla cabina, dal vento e dall'azione sismica, e quelle verticali, ovvero peso proprio, neve e dei tamponamenti. Si considerano le spinte orizzontali che si originano in caso di intervento dei blocchi paracadute. Nello schema che segue sono evidenziate le dimensioni generali del vano con le posizioni relative di guide, traverse e montanti (lo schema riportato non è in scala).



2 PARAMETRI DI PROGETTO

L'analisi statica della struttura è stata eseguita nel rispetto della normativa italiana attualmente vigente in materia ed elencata nel seguito.

2.1 Normativa di riferimento

- [A] D.M. 14/01/2008 Norme tecniche per le costruzioni;
[B] Circolare Min. 2/2/2009 n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/1/2008;
[C] Legge 5/11/1971 n. 1086 Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

2.2 Caratteristiche dei materiali

In riferimento ai materiali utilizzati, si riportano nel seguito le principali caratteristiche assunte nei calcoli.

- Acciaio S235JR
- Viti e bulloni classe 8.8
- Dadi classe 8 - 6S

Acciaio S235JR

Peso:	$\gamma_a = 78,50 \text{ kN/m}^3$
Modulo di elasticità tangenziale:	$E = 210000 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson:	$\nu = 0,3$
Resistenza a rottura per trazione:	$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto:	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$

Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4:	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature:	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese:	$\gamma_{M2} = 1,25$

3 MODELLAZIONE STRUTTURALE

3.1 Descrizione programma utilizzato

Produttore	S.T.S. S.R.L.
Titolo	CDSWin
Versione	Rel. 2016
N.ro Licenza	31095

*Ragione sociale completa del produttore del software:
S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.
Via Tre Torri n°11 - Complesso Tre Torri
95030 Sant'Agata li Battiati (CT).*

3.2 Affidabilità dei codici utilizzati

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente 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.

3.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti. Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica. Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa. Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati, e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli SDOF semplificati. Sono state inoltre individuate un numero di travi ritenute significative e, per tali elementi, è stata effettuata una apposita verifica a flessione e taglio.

Le sollecitazioni fornite dal solutore per tali travi, per le combinazioni di carico indicate nel tabulato di verifica del CDSWin, sono state validate effettuando gli equilibri alla rotazione e traslazione delle dette travi, secondo quanto meglio descritto nel calcolo semplificato, allegato alla presente relazione. Si sono infine eseguite le verifiche di tali travi con metodologie semplificate e, confrontandole con le analoghe verifiche prodotte in automatico dal programma, si è potuto riscontrare la congruenza di tali risultati con i valori riportati dal software. Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo.

Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

4 VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano di seguito i risultati principali ottenuti con l'ausilio del programma di calcolo. In particolare vengono esplicitate le principali verifiche sugli elementi più sollecitati.

4.1 Ipotesi di calcolo e schemi statici

I montanti verticali sono realizzati con profilati di spessore 6 e 4 mm. Essi sono collegati da traverse orizzontali costituite da profilati di spessore 4 mm. Il collegamento traverse-montanti è realizzato mediante nodi che possono assimilarsi ad una cerniera. I montanti poggiano sul fondo della fossa in modo da potersi considerare ad esso vincolati per mezzo di cerniere. Per tutti gli elementi strutturali vengono condotte le verifiche di resistenza previste dalla normativa vigente. Nell'analisi sismica statica si considerano le spinte trasmesse dalla cabina, opportunamente incrementate per tenere conto degli effetti dinamici conseguenti l'intervento dei dispositivi di sicurezza, il peso proprio della struttura e le azioni sismiche; tali condizioni di carico vengono opportunamente combinate secondo le disposizioni della normativa vigente.

Analisi strutturale – Classificazione delle sezioni

Ai sensi del paragrafo 4.2.3.1 del D.M. 14/01/2008 le sezioni trasversali degli elementi strutturali principali, traverse e montanti, vengono classificate in classe 3 e vengono definite come *moderatamente snelle*.

ARCHIVIO SEZIONI IN ACCIAIO													
Sez. N.ro	U m2/m	P kg/m	A cmq	Ax cmq	Ay cmq	Jx cm4	Jy cm4	Jt cm4	Wx cm3	Wy cm3	Wt cm3	ix cm	iy cm
2081	0,11	2,0	2,50	1,67	1,67	0,1	5,2	0,2	0,21	2,08	0,42	0,14	1,44
2101	0,79	12,2	15,60	15,60	15,60	362,5	202,8	1,0	44,58	29,42	1,00	4,82	3,61
2108	0,97	22,6	28,80	28,80	28,80	1400,1	582,5	1,0	123,75	67,66	1,00	6,97	4,50
2138	0,32	18,9	24,11	8,73	8,12	110,7	99,5	20,3	21,21	22,11	12,71	2,14	2,03
2152	0,41	24,2	30,83	12,56	8,86	158,8	262,9	26,1	26,53	42,07	16,30	2,27	2,92
2153	0,54	16,7	21,22	21,22	21,22	391,0	102,3	1,0	67,99	29,22	1,00	4,29	2,20

ARCHIVIO SEZIONI IN ACCIAIO / LEGNO / PREFABBRICATE						
Sez. N.ro	Descrizione	Wx Plastico cm3	Wy Plastico cm3	Wt Plastico cm3	Ax Plastico cm2	Ay Plastico cm2
2081	crociera 50x5	0,31	3,13	0,63	2,50	2,50
2101	M115x60x30-4	44,58	29,42	1,00	15,60	15,60
2108	M160x60x35-6	123,75	67,66	1,00	28,80	28,80
2138	guide T90x75/16	38,69	36,44	19,07	14,67	9,44
2152	guide 125x82/16	49,07	66,99	24,45	20,27	10,56
2153	dopp115x60x32-4	67,99	29,22	1,00	21,22	21,22

4.2 Azioni sulla costruzione

Le azioni considerate nell'analisi della struttura sono le seguenti:

- Azioni permanenti strutturali e non strutturali
Peso proprio struttura costituita da castelletto metallico e tamponamenti.
- Azioni accidentali impianto ascensore: Le azioni sotto riportate, sono le azioni che l'impianto ascensore trasferisce sulla struttura, tali azioni sono fornite da INDUSTRIA, che le richiede al produttore dell'impianto ascensore. Nelle successive verifiche, non sono considerate altre forze. È responsabilità del costruttore e direttore lavori verificare se l'impianto trasferisce altre forze o forze maggiori di quelle indicate alla struttura del castelletto di seguito verificata.

Spinte sulle guide in caso di intervento dei blocchi paracadute:

struttura 2000 kg

$F_x = 8000$ N sul piano perpendicolare alle guide

$F_y = 3800$ N sul piano parallelo alle guide

struttura 1000 kg

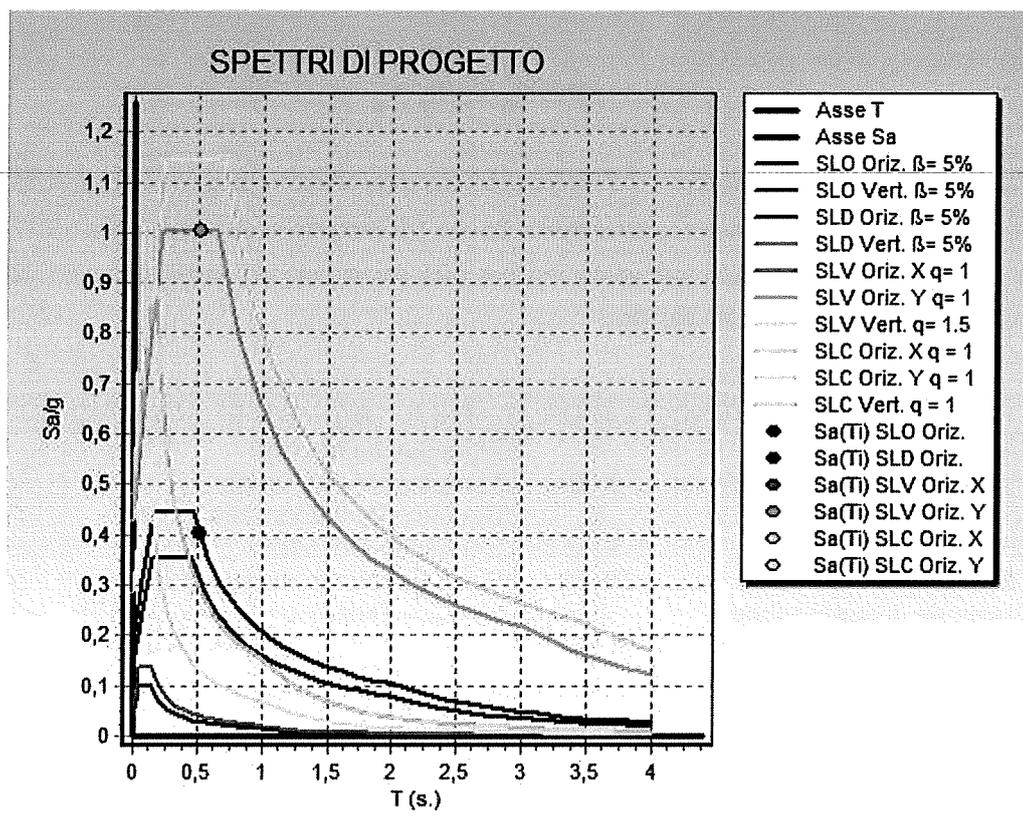
$F_x = 3000$ N sul piano perpendicolare alle guide

$F_y = 1750$ N sul piano parallelo alle guide

- Azioni sismiche

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
Massima dimens. dir. X (m)	3,231+2,231	Altezza edificio (m)	11,100
Massima dimens. dir. Y (m)	2,400	Differenza temperatura(°C)	25
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	75	Classe d' Uso	QUARTA
Longitudine Est (Grd)	15,06690	Latitudine Nord (Grd)	37,47582
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	Acciaio	Sistema Costruttivo Dir.2	Acciaio
Regolarità in Altezza	SI (KR=1)	Regolarità in Pianta	SI
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilità Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	151,00
Accelerazione Ag/g	0,12	Periodo T'c (sec.)	0,30
Fo	2,49	Fv	1,16
Fattore Stratigrafia 'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,16
Periodo TC (sec.)	0,47	Periodo TD (sec.)	2,08
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilità Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	1424,00
Accelerazione Ag/g	0,35	Periodo T'c (sec.)	0,49
Fo	2,37	Fv	1,91
Fattore Stratigrafia 'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,22
Periodo TC (sec.)	0,65	Periodo TD (sec.)	3,02

PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO ACCIAIO - D I R. 1			
Classe Duttilità AlfaU/Alfa1	NON dissip. 1,30	Sotto-Sistema Strutturale Fattore di struttura 'q'	Intelaiato 1,00
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO ACCIAIO - D I R. 2			
Classe Duttilità AlfaU/Alfa1	NON dissip. 1,30	Sotto-Sistema Strutturale Fattore di struttura 'q'	Intelaiato 1,00



Scelta dell'analisi sismica - Analisi Dinamica Nodale: questa procedura è un'estensione dell'analisi sismica dinamica, in cui però le masse, piuttosto che essere collocate sui piani sismici, sono concentrate su tutti i nodi della struttura e le relative forze orizzontali risultano così applicate alla struttura in modo più diffuso, nodo per nodo. Ciò comporta il vantaggio di potere effettuare un'analisi sismica corretta anche in assenza di impalcati rigidi (tralicci, strutture senza solai rigidi o controventi di piano), e con la migliore approssimazione dovuta alla distribuzione delle azioni più aderente alla realtà. Anche in questo caso, come per l'analisi dinamica per piani, le forze sono ottenute ipotizzando una distribuzione di tipo triangolare, ottenuta tramite dei coefficienti moltiplicativi che crescono con l'altezza del nodo. Con questo tipo di analisi non è però più possibile tenere conto del torcente di piano aggiuntivo. Tale modalità di calcolo è generalmente indicata per strutture in acciaio, solitamente prive di qualunque piano che possa essere considerato rigido, da realizzarsi in zona sismica.

4.3 Azioni dovute al vento

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del D.M. 14/01/08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n°617. Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio. La pressione del vento viene ottenuta a partire dal valore di q_b (pressione di riferimento) in base alla formula 3.3.2 delle NTC08 riportata in seguito:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

c_e = coefficiente di esposizione pari a 2,2 da grafico 3.3.3 delle NTC08 (categoria di esposizione III);
 $c_{pe} = + 0,8$ e $c_{pi} = + 0,2$ nel caso sopravvento => $c_p = + 1,0$ secondo la circ. esplicativa n°617/2009;
 $c_{pe} = + 0,4$ e $c_{pi} = + 0,2$ nel caso sottovento => $c_p = + 0,6$ secondo la circ. esplicativa n°617/2009;
 c_d = coefficiente dinamico, posto pari ad 1.

DATI DI CALCOLO PER AZIONE VENTO			
Zona geografica	4	Altitudine s.l.m. (m)	0,00
Distanza dalla costa (km)	0,00	Tempo di ritorno (anni)	50,00
Classe di rugosità	B	Coefficiente topografico	1,00
Coefficiente dinamico	1,00	Coefficiente di attrito	0,02
Velocità di riferim. (m/s)	28,02	Pressione di riferimento q_b (kg/m ²)	49,07
Categoria di esposizione	III	$q_{sopravvento}$ (kg/m): $p=49,07 \times 2,2 \times 1,0=$	107,95
Coefficiente di esposizione	2,20	$q_{sottovento}$ (kg/m): $p=49,07 \times 2,2 \times 0,6=$	64,77
<i>La costruzione ha (o può anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale.</i>			

4.4 Azioni dovute alla temperatura

E' stato tenuto conto delle variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali, con una variazione di temperatura di 25° C. Nel calcolo delle azioni termiche, si è tenuto conto di più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura, la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti, le temperature dell'aria esterne (Cfr. § 3.5.2), dell'aria interna (Cfr. § 3.5.3) e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali (Cfr § 3.5.4) viene assunta in conformità ai dettami delle N.T.C. 2008.

4.5 Azioni dovute alla neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture, ove presente, è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

in cui si ha:

q_s = carico neve sulla copertura;

μ_i = coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr.§ 3.4.5);

q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al (Cfr.§ 3.4.2) delle N.T.C. 2008 23/25 per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E = coefficiente di esposizione di cui al (Cfr.§ 3.4.3);

C_t = coefficiente termico di cui al (Cfr.§ 3.4.4).

DATI DI CALCOLO PER AZIONE NEVE			
Zona Geografica	III	Coefficiente Termico	1,00
Altitudine sito s.l.m. (m)	0	Coefficiente di forma	0,80
Tipo di Esposizione	Normale	Coefficiente di esposizione	1,00
Carico di riferimento (kg/mq)	60	Carico neve di calcolo (kg/mq)	48,00
<i>Il calcolo della neve è effettuato in base al punto 3.4 del D.M. 2008 e relative modifiche e integrazioni riportate nella Circolare del 26/02/2008.</i>			

4.6 Analisi dei carichi

Nel presente paragrafo si riporta in forma esplicita l'analisi della totalità dei carichi agenti sulla struttura in esame; i valori di carico forniti sono riferiti ad 1 m².

CARICHI AGENTI SULLA STRUTTURA		
Elemento	Entità	Posizione
Tamponamento	80,00 kg/m ²	Carico verticale su traverse
Vento (caso sopravento)	107,95 kg/m ²	Montanti della facciata sopravento
Vento (caso sottovento)	64,77 kg/m ²	Montanti della facciata sottovento
Neve	48,00 kg/m ²	Carico verticale su travi di copertura
Ascensore	v. par. 4.2	v. par. 4.2
Copertura	40 kg/m ²	Carico verticale su travi di copertura

5 COMBINAZIONI DI CARICO

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A1 / S.L.D.															
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Peso Strutturale	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
PERM NO STRUTT	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
ASCENSORE	1,50	1,50	1,50	1,50	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	0,30	0,30	0,30	0,30
NEVE	0,75	0,75	0,75	0,75	1,50	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,00	0,00	0,00	0,00
VENTO_X	0,90	0,00	-0,90	0,00	0,00	1,50	0,00	-1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
VENTO_Y	0,00	0,90	0,00	-0,90	0,00	0,00	1,50	0,00	-1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Masse conc. dir. 0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00
Masse conc. dir. 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,30	-0,30	0,30	-0,30

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A1 / S.L.D.				
DESCRIZIONI	16	17	18	19
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
PERM NO STRUTT	1,00	1,00	1,00	1,00
ASCENSORE	0,30	0,30	0,30	0,30
NEVE	0,00	0,00	0,00	0,00
VENTO_X	0,00	0,00	0,00	0,00
VENTO_Y	0,00	0,00	0,00	0,00
Masse conc. dir. 0	0,30	0,30	-0,30	-0,30
Masse conc. dir. 90	1,00	-1,00	1,00	-1,00

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.							
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
PERM NO STRUTT	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ASCENSORE	1,00	1,00	0,70	1,00	0,70	0,70	0,70
NEVE	1,00	1,00	0,50	1,00	0,50	0,50	0,50
VENTO_X	0,00	0,60	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
VENTO_Y	0,00	0,00	0,00	0,60	1,00	0,00	0,00
Masse conc. dir. 0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Masse conc. dir. 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00

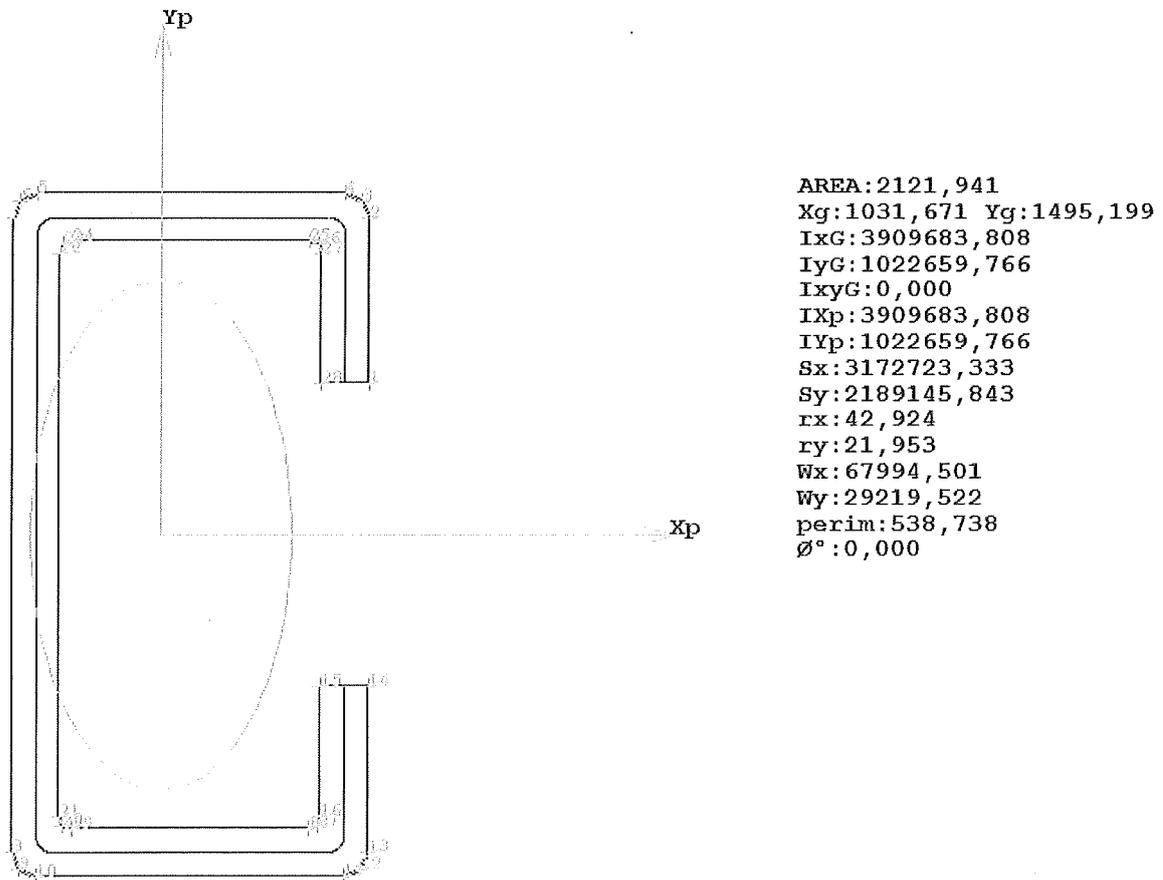
COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.					
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
PERM NO STRUTT	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ASCENSORE	0,50	0,30	0,30	0,30	0,30
NEVE	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
VENTO_X	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00
VENTO_Y	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00
Masse conc. dir. 0	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00
Masse conc. dir. 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20

COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1,00
PERM NO STRUTT	1,00
ASCENSORE	0,30
NEVE	0,00
VENTO_X	0,00
VENTO_Y	0,00
Masse conc. dir. 0	0,00
Masse conc. dir. 90	0,00

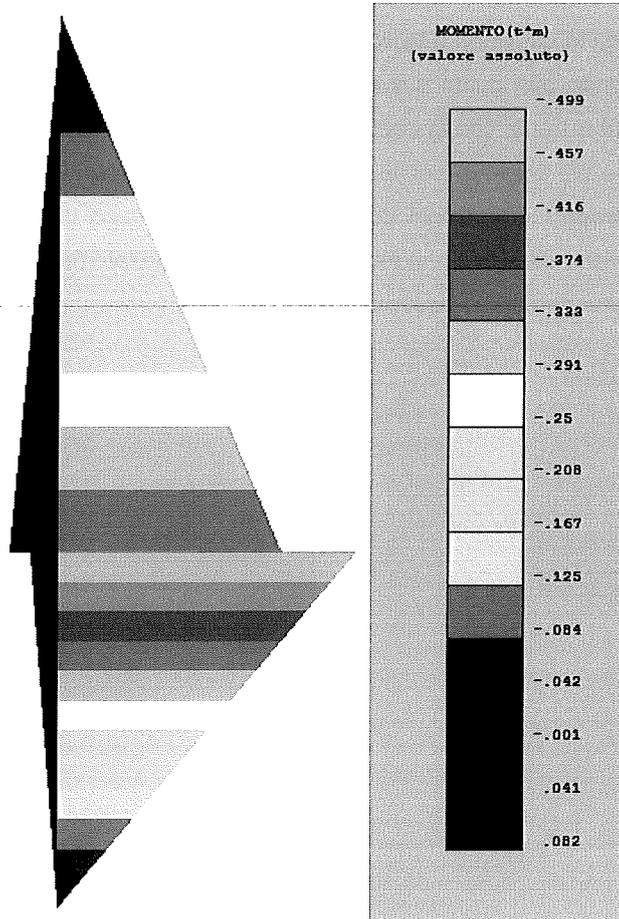
6 VERIFICA ASTE

6.1 Verifica delle traverse doppia115x60x33-4

La condizione più critica in cui viene a trovarsi la traversa si verifica quando agiscono su di essa i pattini della cabina trasmettendo alla guida e successivamente alla traversa le relative spinte orizzontali. Si considera la più gravosa tra le configurazioni di carico a cui la traversa può essere sottoposta. Nella combinazione di carico più gravosa per la traversa lato meccanica si considerano le spinte trasmesse dalle guide, il peso proprio e le azioni dovute al sisma. Il passo tra le traverse è di 1500 mm. Le caratteristiche geometriche della sezione delle traverse utilizzate lato meccanica sono riportate di seguito.



Si riportano nel seguito i diagrammi dell'involuppo de momento flettente M relativo alla traversa lato meccanica maggiormente sollecitata della struttura da 2000 kg; tale verifica si ritiene valida anche per le traverse della struttura da 1000 kg.



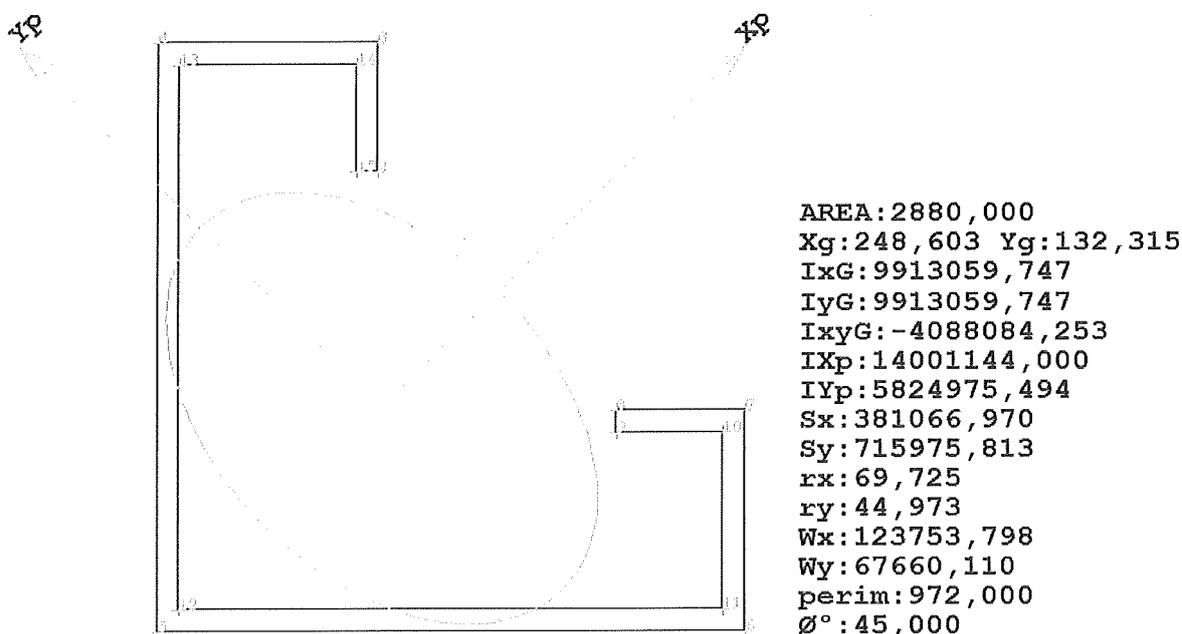
Dalle combinazioni di carico analizzate risulta che le sollecitazioni massime agenti nella sezione in esame sono relative alla combinazione 10.

SIAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.V. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.																			
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																			
DATAI DI	Fili	Quota	Tra	Cmb	N Sd	MxSd	MySd	VxSd	VySd	T Sd	N Rd	MxV.Rd	MyV.Rd	Vxp1Rd	Vyp1Rd	T Rd	fy rid	Rep	
ASTA	N.ro	(m)	tto	N.r	(kg)	(kg*m)	(kg*m)	(kg)	(kg)	(kg*m)	kg	kg*m	kg*m	Kg	Kg	kg*m	Kg/cmq	%	
Sez.N. 1153	1	8,05	2	507	0	0	484	142	0	47480	1521	654	27420	27420	13	2238	1		
dopp115x60	qn=	-97	10	314	77	-249	557	141	0	47479	1521	654	27420	27420	13	2238	44		
Asta: 237	9	8,05	10	314	126	-499	557	78	0	47479	1521	654	27420	27420	13	2238	85		
Instab.:1=	89,5	B*1=	89,5	314	126	499	cl=3	r=1,00	lmd=	40	Rpf=	0	Rft=	85	Wmax/rel/lim=	5,7	0,8	3,6	mm

6.2 Verifica dei montanti 160x60x35-6 / 115x60x30-4

La condizione più critica in cui si trovano a lavorare i montanti si ha quando i pattini della cabina agiscono nella mezzeria della campata più lunga. Sono state ipotizzate diverse posizioni dei carichi dovuti alla cabina dell'ascensore lungo tutta l'altezza del castelletto metallico; la verifica è stata effettuata considerando il posizionamento delle azioni nella mezzeria dei montanti aventi campata maggiore. Nella figura seguente sono indicate le caratteristiche geometriche dei montanti utilizzati.

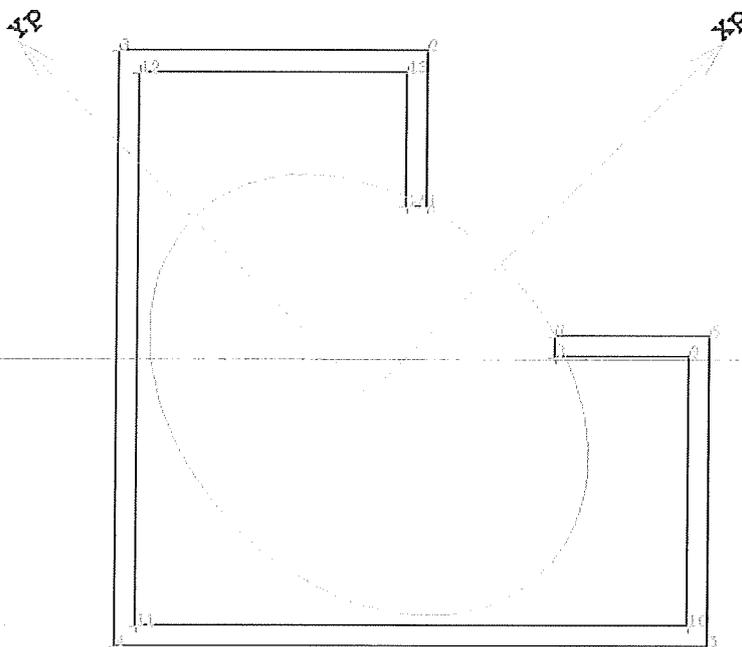
Struttura 2000 kg



Dalle combinazioni di carico analizzate risulta che le sollecitazioni massime agenti sul montante più sollecitato a momento sono relative alla combinazione 7.

STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.V. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.																			
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																			
DATI DI	Fili	Quota	Tra	Cmb	N Sd	MxSd	MySd	VxSd	VySd	T Sd	N Rd	MxV.Rd	MyV.Rd	Vxp1Rd	Vyp1Rd	T Rd	fy rid	Rap	
ASTA	N.ro	(m)	tto	N.r	(kg)	(kg*m)	(kg*m)	(kg)	(kg)	(kg*m)	kg	kg*m	kg*m	Kg	Kg	kg*m	Kg/cmq	%	
Sez.N. 1103	2	8,05	3	-1118	-244	12	91	626	0	64442	2769	1514	37215	37215	13	2238	11		
M160x60x35	qn=	0	9	-1029	-163	-64	250	-29	0	64454	2770	1514	37215	37215	13	2238	12		
Asta:	7	2	7,34	7	-617	391	127	-217	815	0	64441	2769	1514	37215	37215	13	2238	23	
Inatab.:1=	71,0	0*1=	49,7	-617	293	95	cl=3	r=1,00	lmd=	11	Rpf=	0	Rft=	17	Wmax/rel/lin=	0,4	0,0	2,8	mm

Struttura 1000 kg

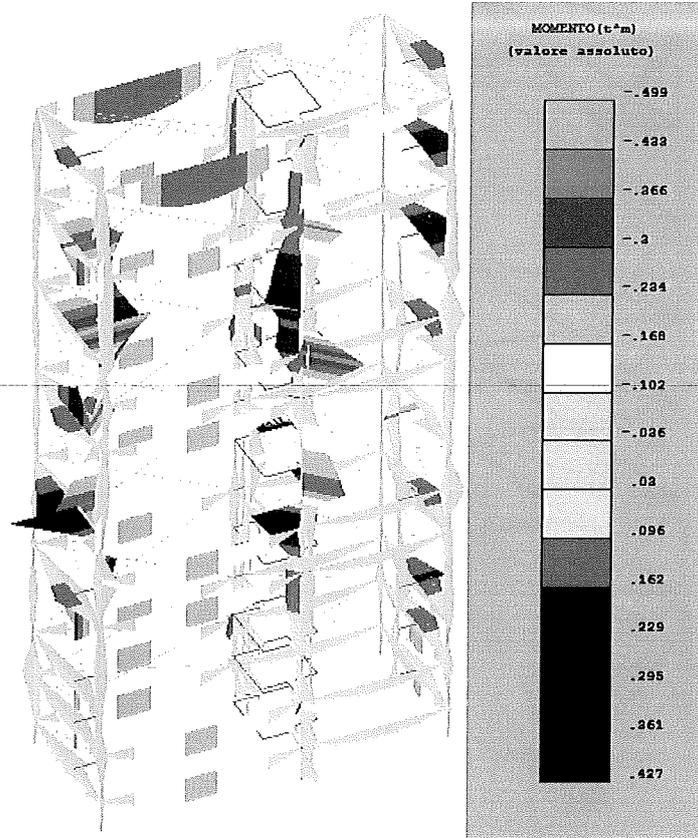


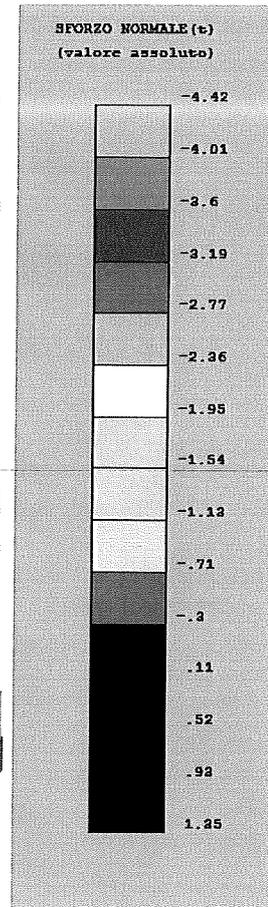
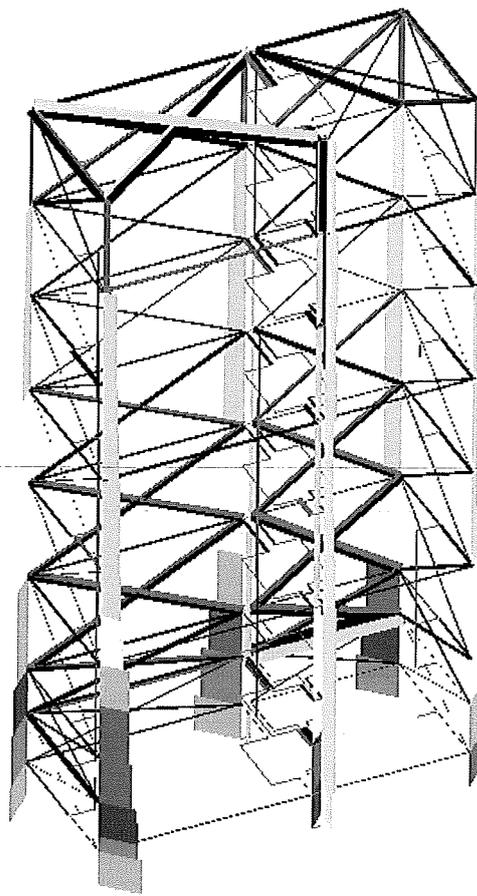
AREA: 1560,000
 Xg: 79,761 Yg: 76,726
 IxG: 2826682,459
 IyG: 2826682,459
 IxyG: -798681,541
 IXp: 3625364,000
 IYp: 2028000,918
 Sx: 119693,319
 Sy: 124426,802
 rx: 48,207
 ry: 36,056
 Wx: 44582,947
 Wy: 29418,750
 perim: 788,000
 Ø°: 45,000

Dalle combinazioni di carico analizzate risulta che le sollecitazioni massime agenti sul montante più sollecitato a momento sono relative alla combinazione 7.

STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.V. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.																			
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																			
DATI DI	Fili	Quota	Iza	Cmb	N Sd	MxSd	MySd	VxSd	VySd	T Sd	N Rd	MxV.Rd	MyV.Rd	VxplRd	VyplRd	T Rd	fy rid	Rap	
ASTA	N.ro	(m)	cto	N.z	(kg)	(kg*m)	(kg*m)	(kg)	(kg)	(kg*m)	kg	kg*m	kg*m	Kg	Kg	kg*m	Kg/cmq	4	
Sez.N. 1101	7	8,05	7		-509	-48	48	163	221	0	34912	998	658	20158	20158	13	2238	14	
M115x60x30	qn=	0	10		-990	7	27	95	75	0	34912	998	658	20158	20158	13	2238	8	
Asta:	5	7,34	7		-520	128	-37	216	274	0	34911	998	658	20158	20158	13	2238	27	
Instab.:l=	71,0	Δ*1=	49,7		-208	122	48	cl=3	ε=1,00	lmd=	13	Rpf=	0	Rft=	20	Wmax/rel/lim=	0,5	0,0	2,8 mm

Si riportano nel seguito i diagrammi di momento flettente, taglio e sforzo normale sul montante.





6.3 Verifica dei tamponamenti

La presente verifica viene utilizzata per tutti i tamponamenti in vetro che rientrano nei seguenti parametri:

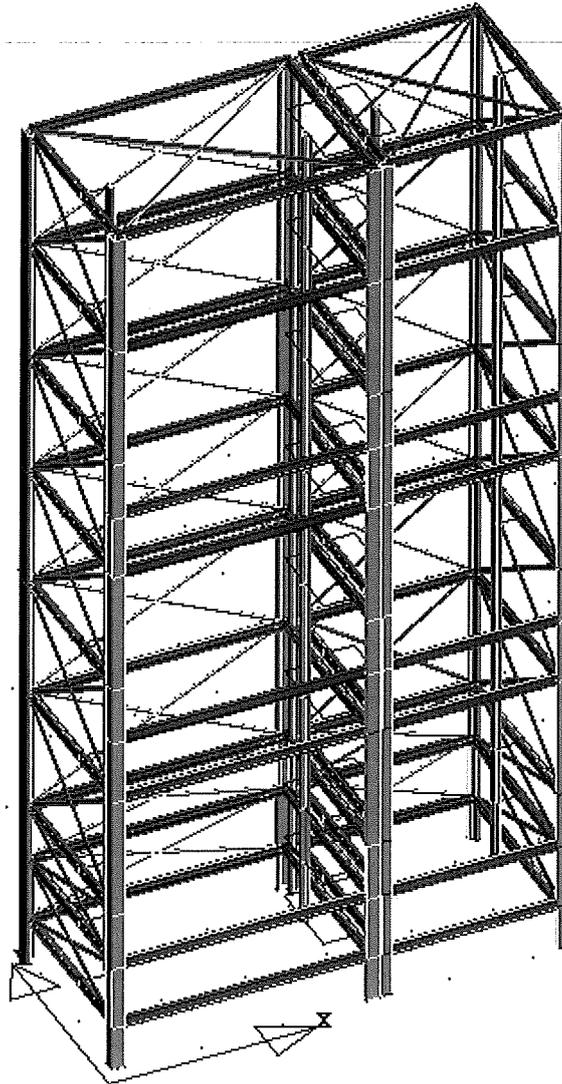
- spessore fino a 4 cm;
- larghezza pannello fino a 2,5 m;
- altezza pannello fino a 1,5 m;
- quota del tamponamento fino a 20 m;
- rapporto A_g/g fino a 0,5.

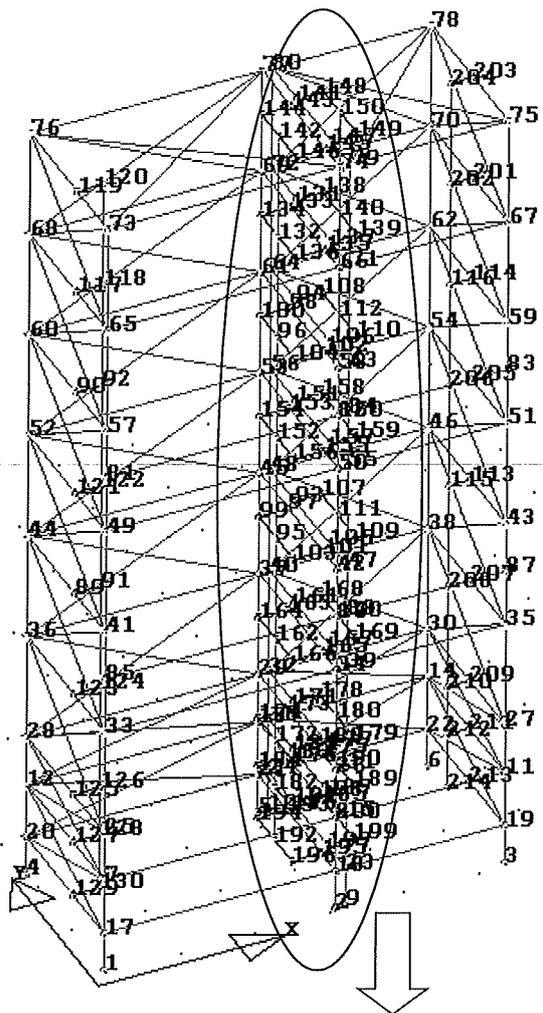
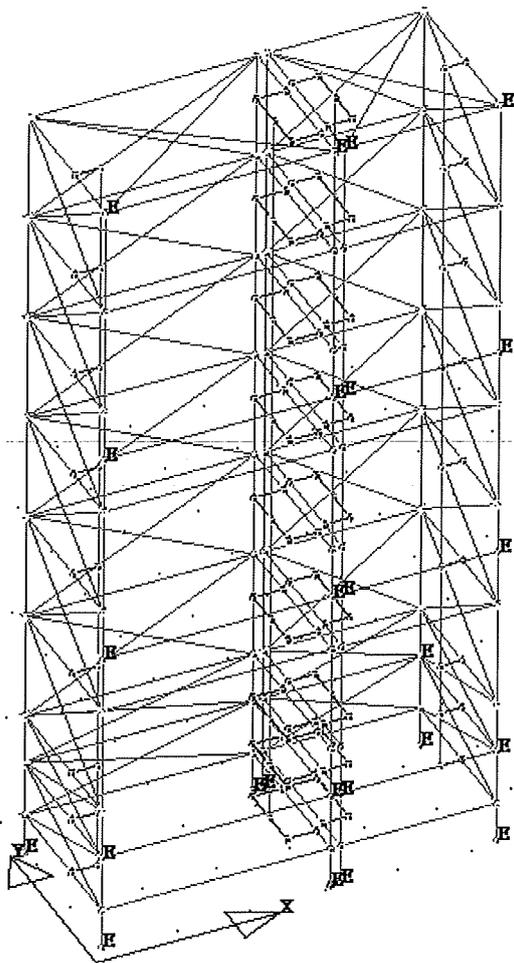
L	2,5	m	larghezza elemento	
s	0,04	m	spessore tamponamento	
h	1,5	m	altezza elemento non strutturale	
n	1	-	indice del periodo	
A_a	0,1	m^2	area di base del tamponamento	
Y_m	25000	N/m^3	peso specifico del tamponamento	
E	70000000000	N/m^2	modulo elastico del materiale	
J	0,000008	m^4	momento di inerzia minimo della sezione nel piano della F_a	
g	9,81	m/s^2	accelerazione di gravità	
T_a	0,0306	s	periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale (n=1)	$T_a = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W \cdot h^3}{k \cdot E \cdot J \cdot g}}$
$\alpha = A_g/g$	0,5	-	rapporto tra accelerazione massima del terreno per SLU e sottosuolo A ed accelerazione di gravità	
S_z	1,50	-	coefficiente di amplificazione stratigrafica	
S_T	1,00	-	coefficiente di amplificazione topografica	
$S = S_z \times S_T$	1,50	-		$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$ $C_1 = 0,085$ (telaio acciaio)
H	20	m	altezza del fabbricato dal piano fondale	
z	19,25	m	altezza del baricentro dell'elemento più sollecitato dal piano fondale	
T_1	0,80	s	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata	
S_a	1,92	-	accelerazione massima (adimensionalizzata rispetto a g)	> 0,75 ok
V	0,15	m^3	volume dell'elemento non strutturale	
W_a	3750	N	peso dell'elemento non strutturale	
q_a	1		fattore di struttura non dissipativo	$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] > \alpha \times S$
F_a	7193,73	N	forza sismica orizzontale agente nel baricentro dell'elemento non strutturale	$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$
M_a	1348,82	Nm	momento sollecitante relativo all'azione sismica	
N	1875	N		
σ_0	500	N/m^2	tensione normale media di compressione riferita al peso totale W_a sulla sezione resistente	
Y_m	5	-	fattore di sicurezza utilizzato per il vetro	
f_k	1000000000	N/m^2	resistenza caratteristica a compressione dell'elemento non strutturale	
f_d	200000000	N/m^2	resistenza a compressione di calcolo dell'elemento non strutturale	
M_{Rd}	1406,25	Nm	momento resistente dell'elemento non strutturale	VERIFICATO!

7 REAZIONI MASSIME AI VINCOLI DEL CASTELLETTO

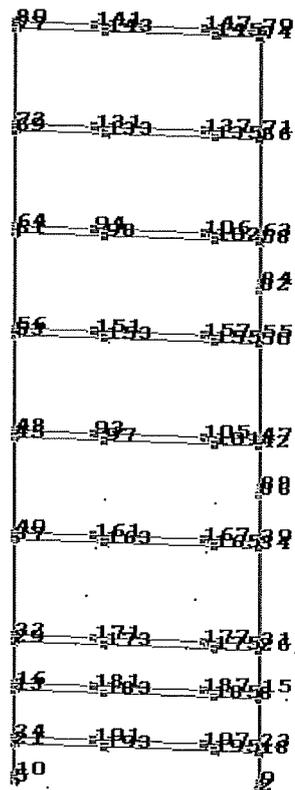
Vengono fornite le massime reazioni nei punti di ancoraggio in fondazione e all'edificio esistente. La presente relazione non tratta della verifica degli ancoraggi che verranno calcolati da altro tecnico abilitato.

Vincoli della struttura - nodi indicati con il simbolo: alla base **E** = ESPLICITO (cerniera con blocco rotazione Z - solo per fini di calcolo in quanto le reazioni vincolari relative a tale blocco sono pari a zero); a parete **E** = ESPLICITO blocco traslazioni X e Y; **C** = CERNIERA sferica completa; **I** = INCASTRO.





Zoom nodi nella mezzeria della struttura



Reazioni massime del castelletto calcolate a SLU in fondazione per entrambe le strutture

Sarà necessario dimensionare tutti i fissaggi di fondazione in base ai seguenti valori massimi:

Reazione massima alla base positiva in direzione x:	$R_{x \text{ base max}} = 3330 \text{ N}$
Reazione massima alla base negativa in direzione x:	$R_{x \text{ base max}} = - 1410 \text{ N}$
Reazione massima alla base positiva in direzione y:	$R_{y \text{ base max}} = 2740 \text{ N}$
Reazione massima alla base negativa in direzione y:	$R_{y \text{ base max}} = - 3350 \text{ N}$
Reazione massima alla base positiva in direzione z:	$R_{z \text{ base max}} = 44210 \text{ N}$

Reazioni massime del castelletto calcolate a SLU a parete per entrambe le strutture

Sarà necessario dimensionare tutti i fissaggi di parete in base ai seguenti valori massimi:

Reazione massima a parete positiva in direzione x:	$R_{x \text{ max}} = 20090 \text{ N}$
Reazione massima a parete negativa in direzione x:	$R_{x \text{ max}} = - 28550 \text{ N}$
Reazione massima a parete positiva in direzione y:	$R_{y \text{ max}} = 12840 \text{ N}$
Reazione massima a parete negativa in direzione y:	$R_{y \text{ max}} = - 14480 \text{ N}$

8 Verifica delle unioni

Le verifiche delle unioni riguardano principalmente due tipi di nodi:

- unione di continuità montante - montante: tale unione deve essere in grado di trasmettere i momenti e lo sforzo assiale;
- nodo tra il montante e la traversa; tale unione deve essere in grado di trasmettere gli sforzi di taglio.

8.1 Unione montante - montante (M160 struttura 2000 kg)

Le sollecitazioni prese a base di calcolo provengono dal modello di calcolo le forze nella condizione più sfavorevole per la giunzione agiscono in prossimità della mezzeria della campata più lunga inducendo la seguente sollecitazione:

$$M_{max} = 3.910.000 \text{ Nmm}$$

Profili ad L contrapposte

Bisogna verificare i due profili ad L 43x60x6 mm che da soli devono trasmettere le sollecitazioni di compressione e di flessione.

Le caratteristiche statiche sono le seguenti:

PROFILO ad "L"

Larghezza (cm)	4,30
Altezza (cm)	6,00
Spessore (cm)	0,60
Distanza Baricentro x_g (mm)	11,19
Distanza Baricentro y_g (mm)	19,60
Diametro Foro (cm)	2,90
Altezza Foro (cm)	0,60

distanza del baricentro dal lato lungo del singolo profilo ad L.
distanza del baricentro dal lato corto del singolo profilo ad L.

Area profilo singolo	$A_1 =$	cm. 9,70	x cm. 0,60	= cmq. 5,82
Area profilo doppio	$A_2 =$	2	x 5,82	= cmq. 11,64

area del profilo singolo depurata dei fori				
Area nominale profilo singolo	$A_{n1} =$	5,82	(0,60 x 2,90)	= cmq. 4,08 = mmq. 408
area dei due profili depurata dei fori				
Area nominale profilo doppio	$A_{2n} =$	11,64	- 2 x (0,60 x 2,90)	= cmq. 8,16 = mmq. 816

MONTANTE

Altezza (mm)	160
Larghezza (mm)	160
Spessore (cm)	6
Distanza Baricentro X_g (mm)	42,04
Distanza Baricentro Y_g (mm)	42,04

distanze del baricentro del montante dallo spigolo
distanze del baricentro del montante dallo spigolo

distanza tra i baricentri dei profili ad L				
$d_x = d_y =$	(42,04	- 6	- 11,19)	+ (111,96 - 6 - 19,60) = mm. 117,21

Per semplicità si divide il momento agente per la distanza tra i baricentri delle L e del montante; in questo modo avremo una sollecitazione di compressione (o di trazione) da sommare alla sollecitazione di compressione diretta (in questo caso trascurabile).

$$N_1 = M_{max} / d_x = 3910000 / 117,21 = 33.359 \text{ N}$$

$$\sigma_{max} = N_1 / A_{n1} = 33359 / 408 = 82 \text{ MPa} \quad (< f_{yk}/\gamma_{m0} = 235/1,05 = 223,8 \text{ MPa})$$

8.2 Unione montante - montante (M115 struttura 1000 kg)

Le sollecitazioni prese a base di calcolo provengono dal modello di calcolo le forze nella condizione più sfavorevole per la giunzione agiscono in prossimità della mezzeria della campata più lunga inducendo la seguente sollecitazione:

$$M_{max} = 1.630.000 \text{ Nmm}$$

Profili ad L contrapposte

Bisogna verificare i due profili ad L 43x60x6 mm che da soli devono trasmettere le sollecitazioni di compressione e di flessione.

Le caratteristiche statiche sono le seguenti:

PROFILO ad "L"

Larghezza (cm)	4,30
Altezza (cm)	6,00
Spessore (cm)	0,60
Distanza Baricentro x_g (mm)	11,19
Distanza Baricentro y_g (mm)	19,60
Diametro Foro (cm)	2,90
Altezza Foro (cm)	0,60

distanza del baricentro dal lato lungo del singolo profilo ad L.
distanza del baricentro dal lato corto del singolo profilo ad L.

Area profilo singolo	$A_1 =$	cm. 9,70	x cm. 0,60	= cmq. 5,82
Area profilo doppio	$A_2 =$	2	x 5,82	= cmq. 11,64

area del profilo singolo depurata dei fori			
Area nominale profilo singolo	$A_n =$	5,82	(0,60 x 2,90) = cmq. 4,08 = mmq. 408
area dei due profili depurata dei fori			
Area nominale profilo doppio	$A_{2n} =$	11,64	- 2 x (0,60 x 2,90) = cmq. 8,16 = mmq. 816

MONTANTE

Altezza (mm)	115	
Larghezza (mm)	115	
Spessore (cm)	4	
Distanza Baricentro X_b (mm)	42,04	distanze del baricentro del montante dallo spigolo
Distanza Baricentro Y_b (mm)	42,04	distanze del baricentro del montante dallo spigolo

distanza tra i baricentri dei profili ad L			
$d_x = d_y =$	(42,04	- 4	- 11,19) + (68,96 - 4 - 19,60) = mm. 76,21

Per semplicità si divide il momento agente per la distanza tra i baricentri delle L e del montante; in questo modo avremo una sollecitazione di compressione (o di trazione) da sommare alla sollecitazione di compressione diretta (in questo caso trascurabile).

$$N_1 = M_{max} / d_x = 1630000 / 76,21 = 21.388 \text{ N}$$

$$\sigma_{max} = N_1 / A_n = 21388 / 408 = 52 \text{ MPa} \quad (< f_{yk}/\gamma_{m2} = 235/1,05 = 223,8 \text{ MPa})$$

8.3 Unione traversa - montante (verifica valida per entrambe le strutture)

Si fa riferimento alle unioni in grado di trasferire sforzi di taglio. Si verificano dapprima i bulloni e poi la piastrina di fissaggio.

Verifica dei bulloni

La sollecitazione agente sulla traversa è la seguente:

$$V_{max} = 8.400 \text{ N}$$

$$\text{BULLONI } M12 \quad A_r = 0,843 \text{ cmq} = \text{mmq. } 84,3$$

Nella sezione dei bulloni si hanno le seguenti sollecitazioni

$$V_r = V_{max} / 2 = 4.200 \text{ N}$$

$$\tau_b = V_r / A_r = 4.200 / 84,3 = 49,8 \text{ MPa} \quad (< f_{dv} = 396 \text{ MPa})$$

$$f_{dv} = 396 \text{ MPa (CNR 10011 - resistenza di progetto a taglio per vite classe 8.8)}$$

Verifica piastrina di fissaggio

Lo sforzo di taglio viene trasmesso ai bulloni insieme ad un momento parassita dovuto all'eccentricità del carico (distanza tra asse di sollecitazione e asse bulloni) che deve essere assorbito dalla piastrina di fissaggio.

Le caratteristiche statiche della piastrina di fissaggio sono le seguenti:

PIASTRA DI FISSAGGIO

Larghezza piastrina	10,8	cm
altezza piastrina	0,6	cm
larghezza foro	1,3	cm
altezza foro	0,6	cm
eccentricità carico	2	cm

$$A_n = 0,6 \times 10,8 - 2 \times 0,6 \times 1,3 = \text{cm q. } 4,92 = \text{mm q. } 492$$

$$W_{xn} = 1/6 \times b \times h^2 = 1/6 \times 8,2 \times 0,6^2 = \text{cm c. } 0,49 = \text{mm c. } 492$$

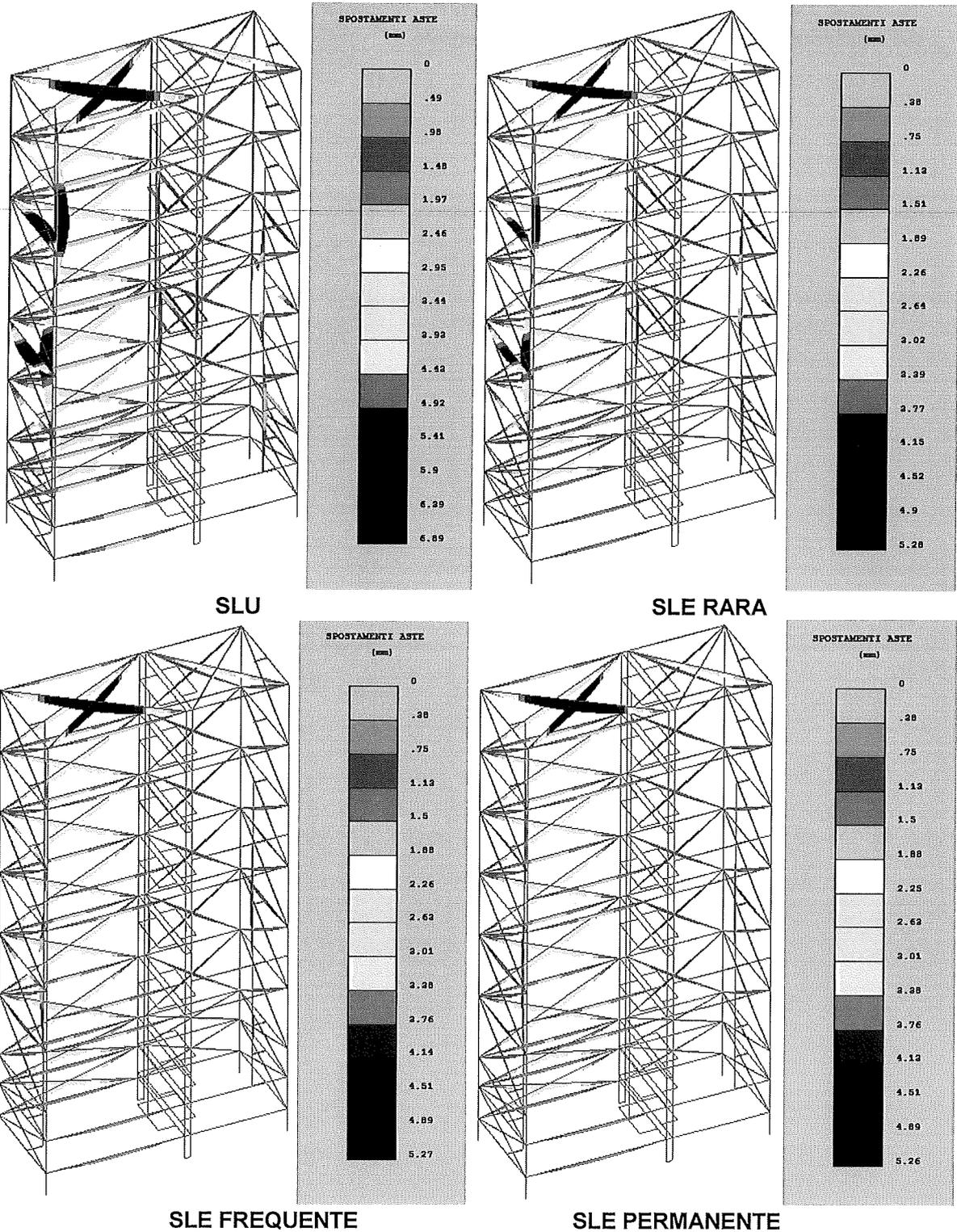
$$\sigma = M_1 / W_{xn} = (V_1 \times e) / (W_{xn}) = (4.200 \times 20) / 492 = 170,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_{med} = V_1 / A_n = 4.200 / 492 = 8,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ed} = (\sigma^2 + 3 \tau_{med}^2)^{1/2} = (170,7^2 + 3 \times 8,54^2)^{1/2} = 171,4 \text{ MPa} \quad (< f_{yk}/\gamma_{m2} = 235/1,05 = 223,8 \text{ MPa})$$

9 DEFORMAZIONI STRUTTURA

Si riportano nel seguito le deformazioni della struttura rispettivamente nella combinazione di carico 1 a SLU e per SLE rara, frequente e permanente.



10 CONCLUSIONI

In base alle analisi effettuate risulta che tutte le verifiche delle membrature sono soddisfatte e che in nessun punto della struttura vengono superati gli stati limite ultimi secondo le disposizioni stabilite dalla normativa vigente e pertanto la struttura risulta idonea a sostenere le sollecitazioni indotte dall'installazione e dall'esercizio dell'impianto ascensore.