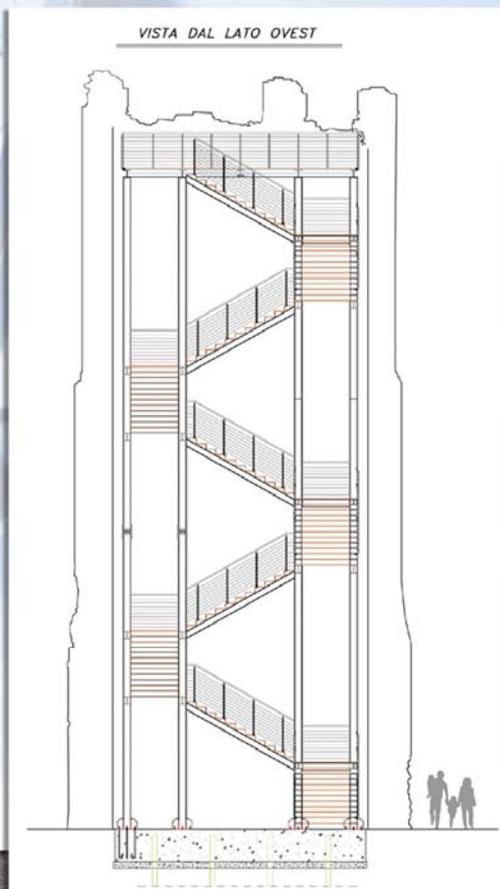


# PROGETTO DI RESTAURO E RIUSO DELLA TORRE DELL'USOLINO



una struttura  
indipendente dalla  
torre

una struttura  
leggera e facile  
da montare

una struttura  
smontabile in  
futuro

una struttura che  
amplifichi la bellezza  
della torre

una struttura  
antisismica

**SCELTE PROGETTUALI CHE RISPECCHINO  
LA SIMBIOSI FRA NUOVO E VECCHIO**

“ Il miglior riconoscimento per la fatica fatta non è ciò che se ne ricava, ma ciò che si diventa grazie a essa.”

John Ruskin

**UNIVERSITA' TELEMATICA "e-Campus"**

**Facoltà di Ingegneria**

**Corso di Laurea in ingegneria Civile ed Ambientale**

**Restauro conservativo della Torre dell'Usolino con creazione  
di scala interna in acciaio con piano belvedere**

**Relatore: Prof. Ing. Francesco Focacci**

**Tesi di Laurea di Stefano Sardo, Matricola 4489**

**Anno Accademico 2012/2013**

## INTRODUZIONE

Il presente testo rappresenta una sintesi, prevalentemente di natura grafica, della tesi di laurea presentata presso la facoltà e-Campus di Novedrate, in data 30 Novembre 2013.

Con questo elaborato si vuole presentare l'idea progettuale, nata in collaborazione del Sig. Giulio Barbieri, per il riutilizzo funzionale della torre.

Come sempre è compito del progettista, valutare, verificare e supportare, per quanto la vigente normativa e le regole di buon senso tecnico, le soluzioni richieste e proposte.

Si vuole ringraziare in particolar modo:

il Sig. Barbieri, per l'attenzione e la sensibilità all'opera storico culturale, nonché per la grandissima disponibilità e cortesia;

la dott.ssa Rubbini, per incredibile competenza storica e la grandissima disponibilità;

lo Studio Tecnico Cavallini & Talmelli di Occhiobello (RO), per la grande disponibilità e velocità nell'eseguire un rilievo con stazione totale;

i miei genitori, per avermi dato l'opportunità di rimettermi a studiare a 32 anni, ed aver creduto in me;

mia moglie Daniela, per tutto.

# INDICE

OBIETTIVI DEL PROGETTO.....	236
PARTE 1_ PROGETTO DI CONOSCENZA.....	239
ACCERTAMENTO DELLO STATO DEI LUOGHI.....	240
RILIEVO GEOMETRICO.....	244
PROGETTO DELLE INDAGINI E DELLE PROVE.....	247
MONITORAGGIO E CONTROLLI DEL COSTRUITO.....	256
CONSIDERAZIONI GENERALI SULLO STATO ATTUALE DELLA STRUTTURA.....	256
PARTE 2_ LINEE GUIDA SUL RESTAURO.....	258
FASE INIZIALE DI PREPARAZIONE ALL'INTERVENTO.....	260
INTERVENTO SULLO STATO SUPERFICIALE.....	261
INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO STATICO.....	263
COLLAUDO STATICO.....	269
PARTE 3_ RELAZIONE STRUTTURALE DELLA SCALA INTERNA.....	270
DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	271
SCELTE PROGETTUALI E NORMATIVA DI FIFERIMENTO.....	272
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	273
ANALISI DEI CARICHI.....	274
COMBINAZIONI DI CARICO.....	274
VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI.....	280
DEFORMAZIONI STRUTTURALI.....	294
PIANO DI COSTRUZIONE DELLA STRUTTURA.....	297
PIANO DI MANUTENZIONE.....	298
CONCLUSIONI FINALI.....	298
DISEGNI TECNICI.....	299
BIBLIOGRAFIA.....	310

## OBIETTIVI DEL PROGETTO

Il progetto si basa su una reale volontà da parte del proprietario, il Sig. Giulio Barbieri, di restaurare la torre dedicata alla memoria della moglie Gianna, con la creazione al suo interno di una scala che possa portare ad un piano belvedere sito nella parte superiore della struttura.

Per raggiungere le finalità dell'opera si distinguono quindi 2 ambiti progettuali:

- il restauro con la preventiva messa in sicurezza ed analisi diagnostica
- il progetto della scala interna relazionandola con la struttura esterna muraria



Il sig. Barbieri con la copia delle tesi di laurea ed a fianco, il plastico architettonico in legno compensato sempre da me realizzato come presentazione dell'opera

A tal fine di decidere di dividere la relazione nelle 3 parti, che comunque rimarranno sempre strettamente legate fra loro.

Si inizierà quindi a trattare del progetto di conoscenza dell'opera, cercando di fornire tutti quei dati che poi possano risultare fondamentali per una corretta valutazione dell'intervento da eseguire.

Saranno poi indicati in linea di massima gli interventi che possono risultare efficaci per un rinvenimento strutturale, tramite linee guida sul restauro vero e proprio.

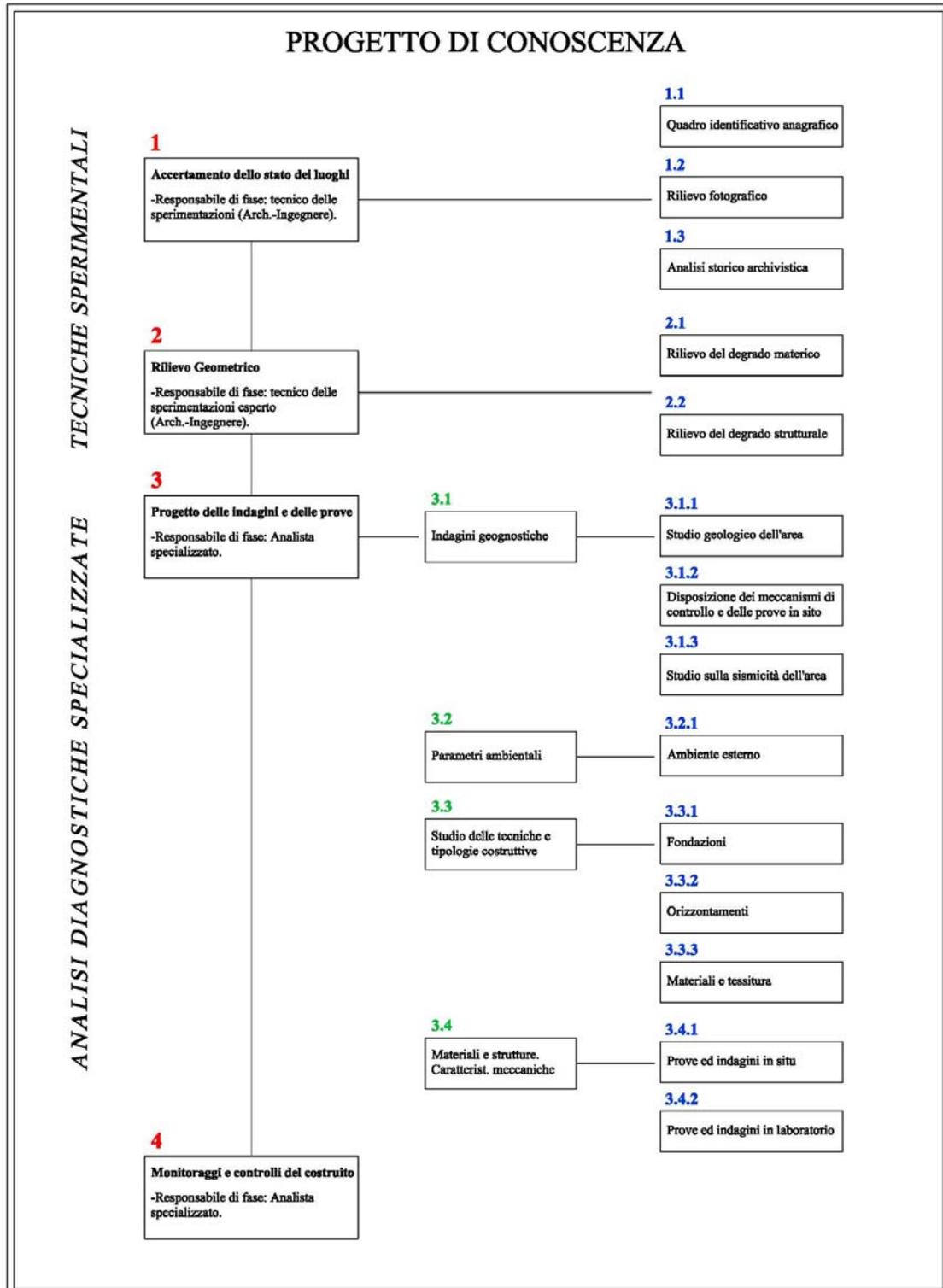
In fine sarà svolta la relazione tecnica di calcolo strutturale della scala in acciaio.

Si rimarca che per il raggiungimento ottimale dell'obiettivo ogni fase progettuale deve essere sviluppata con la massima cura e con la consapevolezza che è fondamentale un'iterazione fra i professionisti chiamati in causa, geologi, architetti e ingegneri. In tale trattazione si rimanderanno vari aspetti ad approfondimenti che esulano dalla tesi di laurea, ma che comunque sono e rimangono indispensabili ai fini progettuali.



**Rendering della torre con foto inserimento**

# PARTE 1\_PROGETTO DI CONOSCENZA



# ***1 ACCERTAMENTO DELLO STATO DEI LUOGHI***

## **1.1 QUADRO ANAGRAFICO IDENTIFICATIVO**

Il bene in oggetto è sotto la proprietà del Sig. Giulio Barbieri, ed è sito in zona Uccellino, Comune di Poggio Renatico (Ferrara), sulla strada provinciale Sp 8 a circa 3 chilometri a sud della città di Ferrara..

Il bene è sito alle coordinate geografiche 44°46'54.82''N 11°33'24.27'' E

La data di costruzione de ferimento al XIII secolo d.c., dall'anamnesi effettuata si evince una corrispondenza con le torri del bolognese, ma comunque nasce come una costruzione difensiva. Ad essa le cronache fanno riferimento come castrum, quindi come un insieme di opere atte proprio al presidio del territorio. Numerose sono le vicende storiche che si sono avvicendate, e molto interessanti contenuti anche dal punto di vista strutturale (come ad esempio la conoscenza di una cella campanaria, poi rimossa.)

Attualmente la torre è inutilizzata e considerata come rudere, in oltre presenta numerosi dissesti che la rendono potenzialmente molto pericolosa.

## **1.2 RILIEVO FOTOGRAFICO**

Si allegano alcune immagini del bene in oggetto complete di una didascalia. Si rimanda all'allegato tecnico del Rilievo Geometrico una maggiore comprensione della localizzazione delle fotografie.



Prospettiva in cui si identificano le facciate Sud ed Est.

Da una prima visione è evidente lo stato di degrado delle murature, accentuate anche a causa del sisma del 20 Maggio 2012.

L'area è una zona rurale tipica delle campagne ferraresi.



Facciata Ovest con l'ingresso alla fortificazione. Anche in questo caso è evidente un distacco nella parte alta della struttura che potrebbe causare cinematismi e crolli.



Nella parte centrale in concomitanza con un'apertura si è verificato un distacco della parte esterna dell'apparato murario. Da ciò si può bene vedere la tipologia di muratura utilizzata, ovvero quella a nucleo centrale (muratura a sacco) con mattoni e frammenti disposti in maniera non rigorosa.



La parte Nord è certamente quella meglio conservata anche se non mancano gli scollamenti dei conci murari.



Sono numerose le difficoltà nel reperire immagini all'interno della torre, visti i numerosi dissesti, ma comunque le poche foto scattate evidenziano la completa assenza di orizzontamenti.

### 1.3 ANALISI STORICO ARCHIVISTICA

L'analisi da me realizzata, in questa tesi, è stata omessa, in quanto tale trattazione è stata brillantemente ed ampiamente svolta nella prima parte del libro dalla dott.ssa Rubbini, dove vi è una completa anamnesi della torre

E' fondamentale capire quali azioni (non solo simiche, ma anche di degrado ambientale) ha subito la torre durante il suo decorso storico, a fine di capire quali "collaudi" ha superato e come oggi si pone il suo stato di fatto strutturale.

## **2 RILIEVO GEOMETRICO**

### **2.1 RILIEVO DEL DEGRADO MATERICO**

Per il rilievo del degrado si rimanda alla tavola tecnica allegata.

Si specificano qui alcune considerazioni sulle varie facciate:

#### **Lato Ovest:**

Si notano evidenti segni di disgregazione dei giunti di malta fra i vari corsi di laterizio.

Nelle zone di stringimento della muratura (verso l'alto), la disgregazione è più marcata, dovuta probabilmente ad una maggiore infiltrazione di acqua ed umidità.

Nella parte centrale, fra le 2 finestrate, vi è un distacco completo del paramento murario esterno, con ampie disgregazioni del tessuto murario stesso.

Al di sopra dell'apertura principale della torre, si nota una zona chiara di calce. Tale zona era probabilmente la copertura della parte inferiore, o addirittura faceva parte proprio di un agglomerato del castrum di cui si hanno sopra citato (tant'è che vi sono ancora degli innesti di travi in legno ben evidenti).

Anche nella parte inferiore vi sono numerose mancanze con fenomeni di disgregazione del paramento esterno.

#### **Lato Sud:**

In questo lato i segni di disgregazione dei giunti di malta fra i vari corsi di laterizio sono meno evidenti tranne che nella parte centrale al di sotto della finestra più bassa.

In questa ampia zona è evidente un fenomeno di assorbimento di acqua con carbonatazione della malta con disgregazione e crolli locali della muratura.

Permangono le disgregazioni di malta nelle zone di stringimento.

Nella parte inferiore si nota distintamente l'inizio di una copertura in coppi che poggiava su una serie di travi (visibili gli incastri nella muratura). Nella zona sottostante

la copertura ci sono numerosi segni di calce, probabilmente quella zona era intonacata o adiacente un altro paramento murario.

Altri importanti segni di disgregazione si trovano nella zona inferiore di destra, per una superficie di almeno 3 mq.

#### **Lato Est:**

Anche in questa facciata i segni di degrado maggiori si trovano al di sotto dell'unica finestra (disgregazione dei giunti di malta) e nella parte inferiore.

Rispetto le altre però sembra meno compromessa sia come degrado che come fessurazione strutturale.

#### **Lato Nord:**

L'ala Nord sembra quella meno colpita dal degrado delle opere murarie e dei fenomeni fessurativi (aspetti che comunque sono complementari).

Se pur meno colpita presenta un forte imbrunimento del colore della muratura, soprattutto nel lato superiore, probabilmente dovuta alla sua esposizione verso Nord.

I fenomeni di disgregazione della malta ci sono ma sono più circoscritti.

Nella parte inferiore presenta distacchi della muratura molto localizzati.

## **2.2 RILIEVO DEL DEGRADO STRUTTURALE**

Per il rilievo del degrado si rimanda alla tavola tecnica allegata.

Si specificano qui alcune considerazioni sulle varie facciate:

#### **Lato Ovest:**

Nella parte superiore la torre presenta pericolose fessurazioni, dell'ordine dei 5-10 cm.

Tali fessurazioni sono estremamente pericolose in quanto potrebbero innescare cinematismi con conseguente distacco di ampia zona muraria.

Nella parte di sinistra le fessure seguono la classica linea obliqua a 45, tipica nei meccanismi di rottura a taglio.

Nella parte di destra invece le finestre hanno evidentemente cambiato le isostatiche, e le fessure si presentano più verticali.

Fra le 2 finestre vi è una disgregazione molto ampia che cambia notevolmente lo schema statico e la rigidità della torre.

Anche nella parte inferiore vi sono ampi dissesti nella zona della porta e nella zona adiacente di destra a contatto con il terreno.

#### **Lato Sud:**

Anche in questo lato sono presenti ampie fessure superiori che partono dai merli e raggiungono le 2 finestre.

Nella parte inferiore della finestra bassa è presente un fenomeno di espulsione del paramento esterno causato da probabile infiltrazione di acqua nonché sforzi eccessivi di pressoflessione.

#### **Lato Est/Nord:**

Questi lati sono decisamente i meno degradati, è probabile che la sola presenza di un'unica finestra abbia contribuito positivamente alla conservazione delle facciate.

Sono presenti comunque fessurazioni, anche se ridotte e meno ampie, e disgregazione al di sotto delle finestre.

### **Merlature:**

Particolare interesse rivestono le merlature, che si presentano decisamente pericolanti con disgregazioni diffuse, e che non presentano più una regolarità geometrica definita. Sia nel lato Ovest che Sud mancano uno dei quattro merli. In particolare nel lato Ovest il crollo di un merlo si è verificato a seguito del terremoto del 20 Maggio 2012 come da documentazione allegata nella tavola dello stato di fatto.

## ***3 PROGETTO DELLE INDAGINI E DELLE PROVE***

### **3.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE**

Le indagini che caratterizzano il sottosuolo della torre sono di fondamentale importanza in quanto legano la struttura in maniera indissolubile con esse.

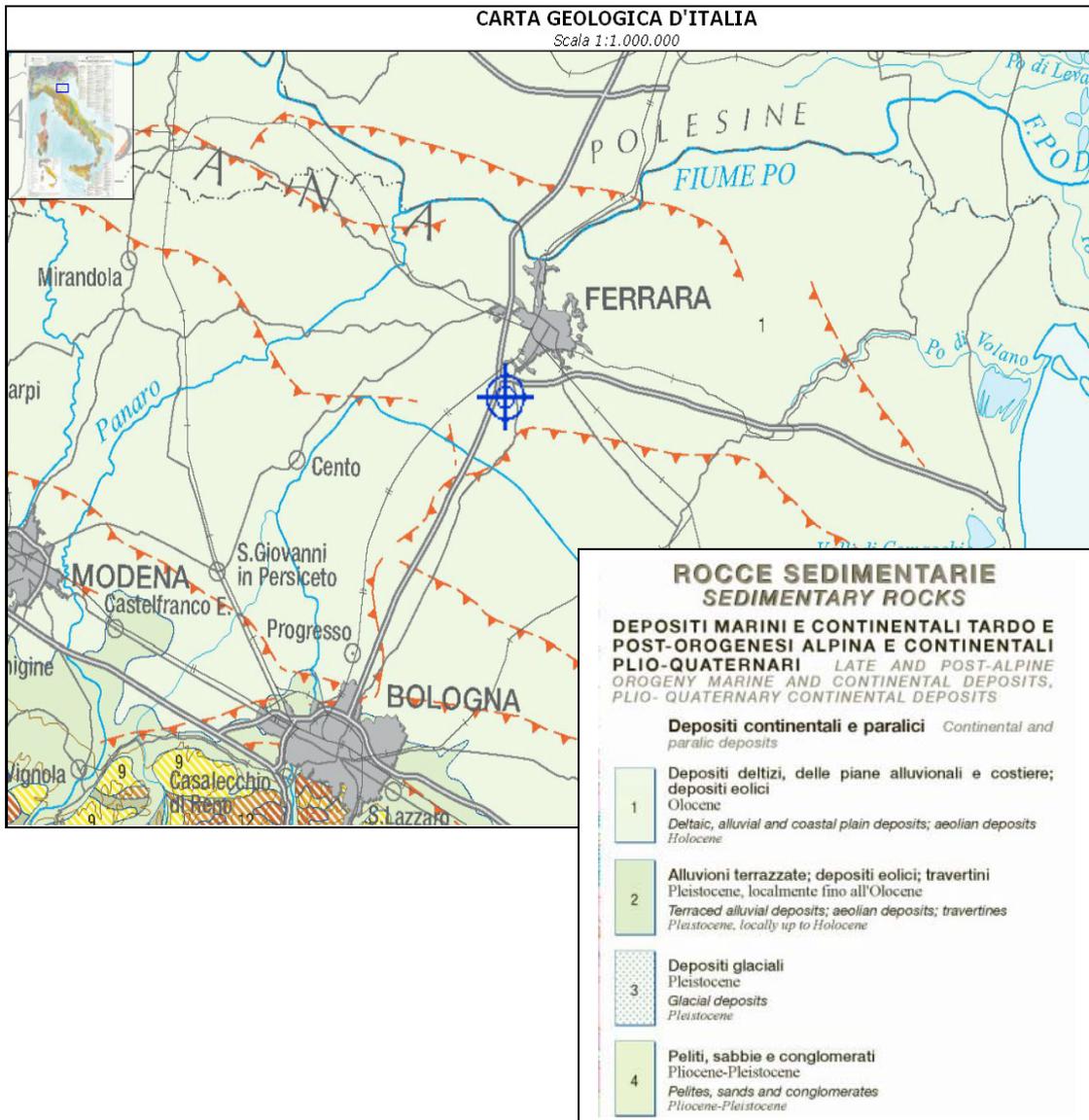
#### **3.1.1 STUDIO GEOLOGICO DI MASSIMA DELL'AREA.**

L'area in oggetto è il frutto di una sedimentazione operata nel corso di millenni ad opera del fiume Po.

I principali tipi di terreni sono quindi argillosi e limosi, ed hanno la caratteristica principale quindi di essere coesivi teneri e poco drenanti dalle seguenti caratteristiche:

- basse resistenze al taglio;
- influenza delle velocità di applicazione dei carichi sulla resistenza al taglio iniziale;
- incremento di resistenza al taglio con il procedere della consolidazione;
- possibili cedimenti differenziali notevoli;
- consolidazione molto prolungata nel tempo;

livello statico della falda freatica prossima al piano di campagna.



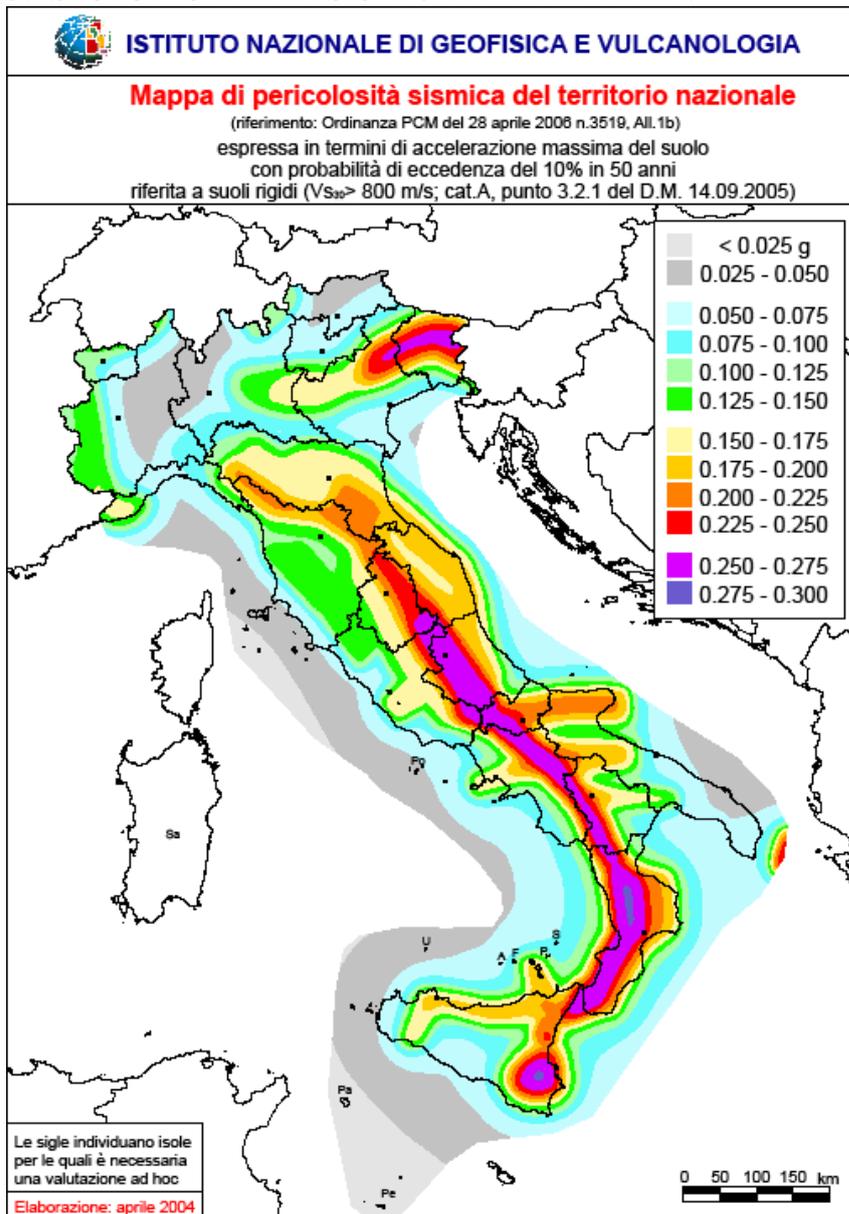
### 3.1.2 DISPOSIZIONE DEI MECCANISMI DI CONTROLLO E DELLE PROVE IN SITO.

-Un primo meccanismo di controllo è la disposizione di alcuni piezometri in modo da controllare eventuale presenza di falde sotterranee ed il livello delle stesse.

-Il secondo è un'indagine del terreno tramite carotaggio proveniente proprio dai fori praticati per i piezometri, in maniera da avere una stratigrafia vera a propria del terreno.

-Sarebbe molto importante anche un'indagine stratigrafica in prossimità delle fondazioni della fabbrica, proprio in modo da capire la tecnica realizzativa delle stesse. Tutto ciò si rende utile per avere la conoscenza diretta del terreno in maniera precisa, e quindi di sviluppare un modello di calcolo preciso quando si dovrà consolidare la struttura.

### 3.1.3 STUDIO DELLA SISMICITA' DELL'AREA.



Dalla mappa della pericolosità sismica si evince che il fabbricato rientra nella zona compresa fra i 0.125-0.150 g di accelerazione al suolo (anche se “costeggia” i 0.150-0.175). La zona di riferimento è la Zona 3.

Lo studio storico degli eventi sismici ci rivela come la zona sia stata soggetta a sismi anche di forte intensità, nella periodicità “canonica” dei 500-600 anni.

Dalla relazione “Ferrara ed i terremoti”<sup>1</sup>, curata dall’ordine dei Geologi della provincia di Ferrara il 12 Febbraio 1993, si evince in maniera precisa come il territorio sia stato oggetto di eventi sismici anche molto importanti durante i secoli. Il terremoto del 1570 fu secondo la formula di Galanopoulos di magnitudo 5.6 ma quel che peggio del nono grado Mercalli.

Altri eventi si registrano nella città di Argenta nel 1624.

Nella zona del ferrarese quindi si nascono gruppi di sovrascorrimenti (detti proprio pieghe ferraresi) che non sono niente meno gli Appennini che si “immergono” nella pianura emiliana (dando quindi origine a subduzione crostale).

Dalla relazione sopra descritta, dalla mappa sismica e da una prima valutazione dei terreni possiamo già fare alcune considerazioni di natura empirica:

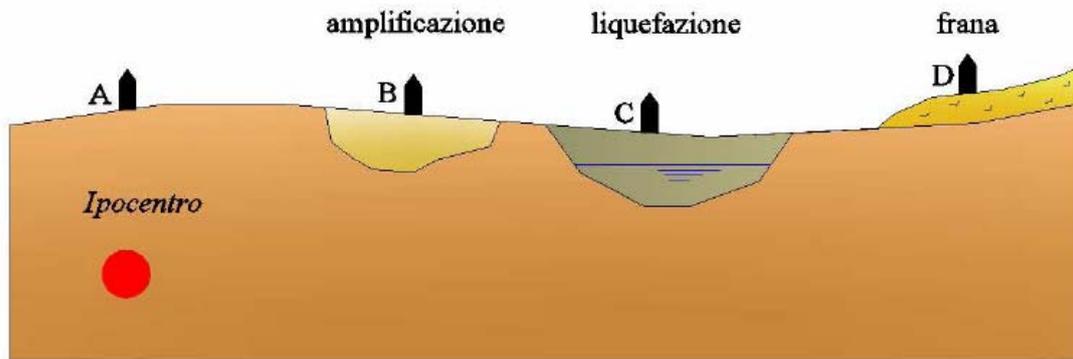
-la torre ha subito nel corso della sua vita almeno 2 forti eventi sismici, quindi se da un lato possiamo dire che la struttura nel suo complesso abbia retto, dall’altro si può dire come le numerose fessurazioni estremamente pericolose anche in un immediato futuro siano anche causa di tali eventi (\*vedi la relazione finale sulle possibili cause dello stato di degrado della fabbrica)

-le caratteristiche geologiche della zona potrebbero in parte aver ampliato l’effetto del sisma sulla costruzione. Infatti è possibile un’amplificazione per “effetti di sito”,

---

<sup>1</sup> “Ferrara ed i terremoti”, convegno del 12 Febbraio 1993 dell’ordine dei Geologi di Ferrara

abbastanza tipico nei terreni di tipo alluvionale e con stratificazioni diversificate. Tali considerazioni però andranno valutate dopo un'attenta stratigrafia dell'area in oggetto.



*Figura 2-13: Risposta sismica locale per terreni di caratteristiche diverse*

## 3.2 PARAMETRI AMBIENTALI

### 3.2.1 AMBIENTE ESTERNO

La torre è ubicata in un terreno a connotati fortemente rurali, come si può ben vedere dell'immagine estrapolata dal Google Earth



Fotografia aerea dell'area



Ulteriore immagine estrapolata da Google Maps

### 3.3 STUDIO DELLE TECNICHE E DELLE TIPOLOGIE COSTRUTTIVE

Come già detto nel punto 1.3 si omette la mia ricerca, e si rimanda alla prima parte del testo a cura della dott.ssa Rubbini.

Nella nostra collaborazione sono emersi numerosi particolari estremamente interessanti, la Torre presenta numerosi elementi innovativi e che si scostano dalle Torri Bolognesi dell'epoca.

A mio giudizio, tali caratteristiche, unite alla geometria e conformazione strutturale, hanno fatto sì che la Torre oltrepassasse i 2 forti sismi descritti nel punto precedente.

### 3.4 MATERIALI E STRUTTURE, CARATT. MECCANICHE.

#### PROVE ED INDAGINI RICHIESTE

Sulle base delle considerazioni fin qui fatte, e per elaborare ulteriori indagini inerenti alle caratteristiche tecniche e strutturali dei materiali, si predispongono le seguenti prove:

##### 3.4.1 IN SITU

#### Indagini geotecniche:

- **Carotaggio** del terreno con restituzione della stratigrafia dell'area.
- **Prospezione geofisica verticale tramite metodo Down-hole.** Il metodo permette con un solo foro di inserire un geofono tridimensionale e di restituire una stratigrafia del terreno tramite apposita apparecchiatura di captazione. Tale metodo viene intrapreso per avere una completa conoscenza soprattutto delle fondazioni.

#### Indagini strutturali:

Vista la natura riscontrata sulla fabbrica, è possibile oltre che plausibile combinare diverse tecniche di monitoraggio, al più non distruttive:

- **Olografia tramite laser scanner 3D** della torre. Tale prova è in grado di garantire la scansione tridimensionale precisa della fabbrica, garantendo la restituzione computerizzata in cad, ed evidenziando anche lo stato di degrado delle murature.
- Caratterizzazione meccanica delle murature mediante **martinetti piatti** permette di determinare lo stato di tensione in situ nel punto di prova, il modulo elastico della muratura ed in oltre un attendibile valore della tensione di rottura del materiale.

- In alternativa, vista lo stato precario della struttura caratterizzato da degrado materico ed ampie fessurazioni, si prende in considerazione l'uso del **georadar** per scansionare gli apparati murari senza il bisogno di alcuna prova distruttiva.
- **Auscultazione sonica** delle murature, in modo da verificare i valori ottenuti con la prova diretta e realizzare un profilo stratigrafico completo della fabbrica.
- **Indagine termografica** della murature come conferma della prova sonica ed al fine di individuare anomalie dovute magari ad infiltrazioni di acqua per risalita od altri tipi di infiltrazioni.

### 3.4.2 IN LABORATORIO

#### **Indagini geotecniche:**

- Il carotaggio dell'area prevede chiaramente una seconda fase in cui verrà sviluppato un modello con **analisi chimico fisica del terreno** oggetto della prova.

#### **Indagini strutturali:**

- **Analisi chimico fisica delle murature.** L'area presenta diversi conci caduti e quindi è possibile, in maniera non distruttiva, prelevare dei campione al fine di valutare la composizione di blocchi di laterizio e delle malte usate. Tale operazione è di fondamentale importanza in quanto potrebbe fornire dati utili sia alla valutazione strutturale dell'opera sia ad al progetto di consolidamento, soprattutto durante operazioni ben specifiche (come il reintegro dei giunti di malta, operazioni di foratura delle murature ed operazioni mirate di cucì e scuci).

#### ***4 MONITORAGGIO E CONTROLLI DEL COSTRUITO***

-Si prevede una stazione in un caposaldo fisso di un teodolite, in maniera da realizzare un primo monitoraggio dei livelli di fuori piombo, ed successivamente per controllare gli spostamenti futuri della struttura.

-Si prevede il controllo nei livelli piezometrici una volta installati i dispositivi in loco.

-Si prevede il monitoraggio dei martinetti piatti fissi, una volta realizzato il consolidamento della struttura, al fine di valutare quantitativamente le migliori prodotte dagli interventi.

-Si prevede il riutilizzo del laser scanner 3D al fine di ricontrollare l'evoluzione strutturale della torre.

#### ***CONSIDERAZIONI GENERALI SULLO STATO ATTUALE DELLA STRUTTURA.***

CONSIDERAZIONI DERIVANTI DA AZIONI DI NATURA STATICA (forze gravitazionali):

La qualità della muratura dipende da:

- qualità della lavorazione sui conci e la loro disposizione (maglia strutturale ed ammorsamento agli angoli cantonali)
- qualità della malta, resistenza e durabilità.

Nelle murature a sacco si possono verificare crolli del singolo paramento per distacco dal nucleo, o per fuoriuscita dei conci che innescano crolli più estesi.

Tali fenomeni sono aggravati dal fatto che la parte esterna risulta carica maggiormente a compressione per effetto dell'esiguo spessore in rapporto all'altezza, possono quindi insorgere fenomeni di sforzo normale causando l'espulsione del paramento.

Altro fenomeno non meno importante è la differenza di deformazione che si produce nel tempo fra il nucleo ed i paramenti nei quali lo spessore di malta è minore.

Il nucleo con maggiori percentuali di malta, subisce deformazioni maggiori rispetto i paramenti meno deformabili. Si verificano in tali paramenti forti concentrazioni di compressione, soprattutto in corrispondenza di aperture come vani o porte e finestre.

CONSIDERAZIONI DERIVANTI DA AZIONI DI NATURA DINAMICA (forze d'inerzia sismica):

La configurazione strutturale della torre di per è ottima dal punto di vista della resistenza alle azioni orizzontali con le quali si schematizzano le forze sismiche.

In effetti la struttura richiama l'esempio moderno di un nucleo scatolare, con rigidezze flessionali e torsionali ottime.

In oltre la disposizione delle masse e conseguente rigidezze altimetriche configura una soluzione ottimale (muri più spessi alla base che si assottigliano in altezza). La forma geometrica regolare a quadrato è anch'essa un ottimo presidio sismico.

La forma tozza potrebbe invece risentire delle tensioni tangenziali di taglio.

**Dalle osservazioni sopra descritte sono a concludere che il decadimento strutturale della torre sia dovuto più alla sua configurazione muraria (a sacco) che ad eventi sismici. Tale osservazione è supportata dal fatto che la torre ha subito in effetti 2 importanti "collaudi", ovvero i 2 terremoti con grado di Magnitudo superiore al 5.6 verificatesi a distanza di circa 500 anni.**

## **PARTE 2\_LINEE GUIDA SUL RESTAURO**

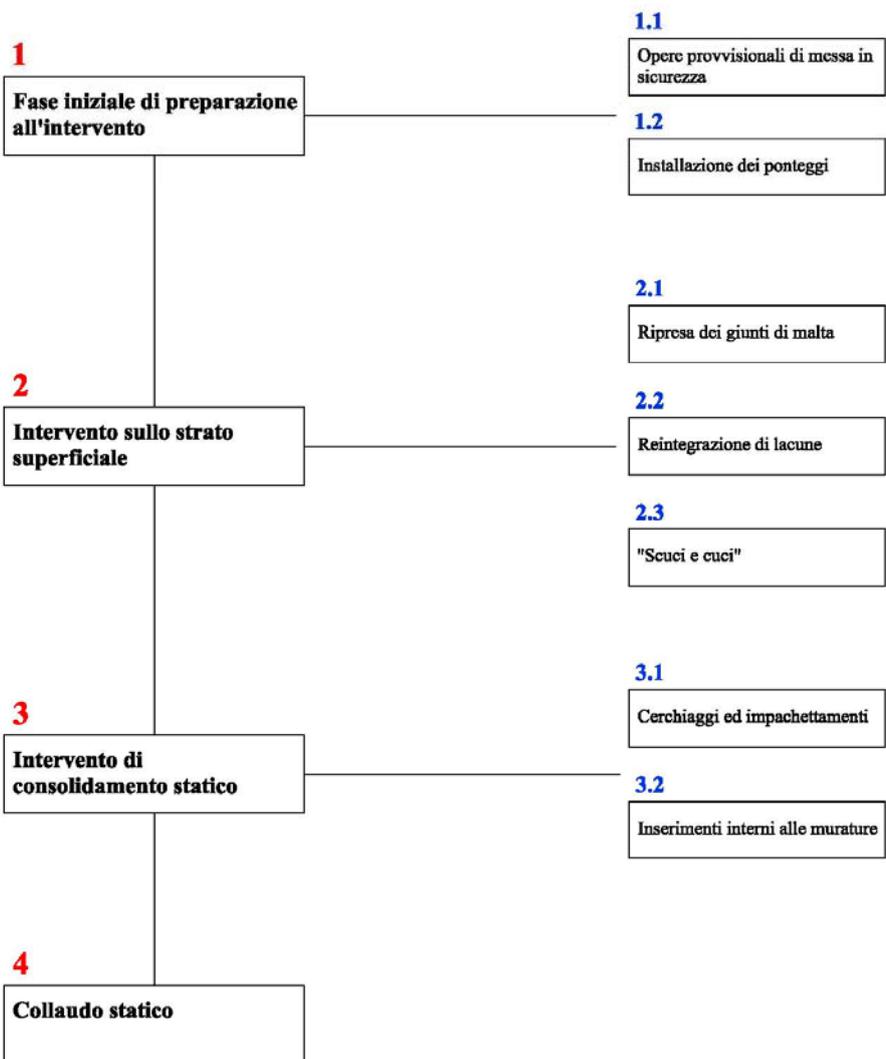
La seconda parte del progetto prevede delle indicazioni sulle operazioni che possono essere messe in campo per il restauro conservativo della torre.

Con il termine conservativo si vuole sottolineare la volontà di non snaturare quello che è oggi la torre, il suo percorso storico e la sua fisionomia.

Non si vuole quindi creare un falso, intervenendo in maniera pesante sulle facciate, ma si vuole lasciare il più possibile intatta la sua fisionomia, cercando di intraprendere più un percorso di manutenzione statica della fabbrica, per la preservazione alle generazioni future.

Vengono quindi descritte i principali interventi come detto sono da interpretarsi come linee guida, come tecniche che possono essere messe in campo per il fine ultimo. Si rimandano a considerazioni più specifiche con altri tecnici l'effettiva attuazioni di tali metodi.

# LINEE GUIDA SUL RESTAURO



## ***1 FASE INIZIALE DI PREPARAZIONE ALL'INTERVENTO***

### **1.1 OPERE PROVVISORIE DI MESSA IN SICUREZZA**

Attualmente l'opera è stata già messa in sicurezza, tramite degli angolari in acciaio posizionati ai lati della torre e messi in azione da barre in trazione.

Si allegano le foto scattate l'8 Ottobre 2012. Attualmente i cavi sono posizionati e messi in trazione.



## 1.2 INSTALLAZIONE DEI PONTEGGI

Questa fase è necessaria e richiede un vero e proprio progetto. L'argomento esula dalla presente tesi di laurea e quindi si rimanda tale opera, che comunque costituirà un elemento importante, a separata trattazione.

## ***2 INTERVENTO SULLO STRATO SUPERFICIALE***

### 2.1 RIPRESA DEI GIUNTI DI MALTA

La ripresa dei giunti di malta è spesso trattata come problema di degrado superficiale e viene valutata in riferimento alle questioni figurative, soprattutto di natura cromatica, di compatibilità fisico chimica e di adesione meccanica alla preesistenza.

Nella pratica, alla buona tenuta e all'efficacia estetica del giunto di malta si collegano importanti conseguenze sul piano della conservazione e della risposta statica, oltre che sulla stessa immagine complessiva, della parete.

Un giunto compatto e traspirante consente una buona difesa della muratura dell'umidità esterna ed interna (ostacolando la penetrazione dell'acqua e favorendo l'evaporazione).

Alle numerose raccomandazioni che guidano l'idonea preparazione della malta per la stuccatura dei giunti (selezionata in base a requisiti di compatibilità con quella preesistente) si dovrebbero ben affiancare analoghe considerazioni sulle modalità di finitura, troppo spesso lasciate alla scelta estemporanea in cantiere.<sup>2</sup>

---

<sup>2</sup> "Atlante del restauro", di G. Carbonara

## 2.2 REINTEGRAZIONE DI LACUNE

La reintegrazione di lacune è sempre un aspetto molto delicato, in quanto spesso soluzioni proposte mettono in luce un impatto visivo troppo marcato con il resto della struttura. A tal proposito in questa sezione si vuole sottolineare che, in linea di massima, è meglio non reintegrare mancanze con nuovi mattoni, ma riutilizzare i diversi mattoni presenti all'interno della torre e sulla piazzola esterna.

Sarà quindi compito fondamentale verificare quanti mattoni sono a disposizione per reintegrare le lacune esistenti

## 2.3 “SCUCI E CUCI”

Anche questa tecnica deriva da un restauro in cui non si curava troppo dell'autenticità, e quindi il crescente apprezzamento dell'autenticità hanno progressivamente allontanato tale procedimento dell'ambito del restauro, circoscrivendone l'impiego ad interventi puntuali.

Nel restauro conservativo della torre si rendono necessarie delle opere di “smontaggio e ri montaggio” soprattutto nella parti maggiormente fessurate, al fine di ristabilire una configurazione statica non più soggetta a possibili parti labili.

L'operazione di demolizione deve essere effettuata dall'alto verso il basso, curando l'efficacia dell'adesione alle preesistenze al fine di garantire l'effettiva messa in carico finale della muratura.<sup>3</sup>

---

<sup>3</sup> “Atlante del restauro”, di G. Carbonara

### ***3 INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO STATICO***

#### **3.1 CERCHIAGGI ED IMPACCHETTAMENTI**

L'operazione di cerchiaggio, ovvero la disposizione di elementi per il contenimento laterale della muratura sottoposta a compressione, rappresenta una modalità "antica" d'intervento, riproposta con materiali e tecnologie diverse nel corso del tempo.

I materiali compositi a base polimerica e fibro rinforzati (FRP) ha dato origine a nuovi sistemi di confinamento, meno visibili, in genere, di quelli metallici.

Questi materiali sono costituiti da una matrice polimerica (aramidiche o di carbonio), lunghe dai 5 ai 25 cm e costituenti il 50-70% dell'impasto, associate fra loro tramite processi di poltrusione e perlopiù lavorate in barre o fasce.

L'utilizzo di rinforzi FRP su strutture in muratura rappresenta una diffusa modalità di consolidamento ed adeguamento che deve essere progettata ed eseguita con opportuni accorgimenti.

Ad esempio l'applicazione del rinforzo in FRP deve essere effettuata su elementi strutturali di adeguate proprietà meccaniche. Nel caso in cui la muratura si presenti danneggiata o disomogenea prima dell'applicazione del rinforzo si dovrà prevedere un preconsolidamento con tecniche tradizionali (cuci scuci, iniezioni, ristilatura dei giunti, ecc.). Inoltre, nel rinforzo ad esempio di pannelli murari mediante applicazione di tessuto FRP, il ruolo dell'aderenza tra muratura e composito è di grande importanza, perché la crisi per perdita di aderenza è in modo di rottura fragile.<sup>4</sup>

---

<sup>4</sup> "Atlante del restauro", di G. Carbonara

### 8.3 BARRE

BASF propone un'ampia gamma di barre pultruse. Di seguito si riportano le principali caratteristiche delle barre in carbonio, particolarmente indicate in caso di strutture resistenti al fuoco. Si evidenzia l'elevata resistenza alle alte temperature.



	MBAR Galileo HTG 8	MBAR Galileo HTG 10	MBAR Leonardo HTG 8	MBAR Leonardo HTG 10
Sezione nominale	50 mm <sup>2</sup>	78,5 mm <sup>2</sup>	78,5 mm <sup>2</sup>	78,5 mm <sup>2</sup>
Diametro nominale	8 mm	10 mm	10 mm	10 mm
Resistenza a trazione caratteristica $f_{tk}$ , ASTM D3039	1.800 MPa	1.800 MPa	2.300 MPa	2.300 MPa
Modulo elastico medio, ASTM D3039	130.000 MPa	130.000 MPa	200.000 MPa	200.000 MPa
Deformazione ultima media, ASTM D3039	1,8%	1,8%	1,5%	1,5%
Temperatura di transizione vetrosa, ASTM E1356 o ASTM E1640	> 250°C	> 250°C	--	--

*N.B. Resistenza caratteristica = resistenza media - 3 x scarto quadratico medio*

A tale proposito si allega la scheda tecnica del prodotto MBar della ditta BASF Construction Chemicals Italia. Tali barre potrebbe essere utilizzate nei giunti fra mattoni, essendo questi compresi fra 1 e 2 cm. L'idea è quella di ammorsare l'intera torre creando un confinamento dell'opera muraria, e quindi cerchiando in maniera assolutamente non invasiva la torre (le barre potrebbe essere inserite e poi ricoperte con malta in aggetto).

### 8.4 LAMINE

MBrace Laminate è un rinforzo di natura fibrosa in forma di lamine pultruse in fibra di carbonio caratterizzate da prestazioni meccaniche superiori a quelle dell'acciaio armonico indicato per i rinforzi flessionali (placcaggio o beton plaquè) di elementi in calcestruzzo, legno ed acciaio. È disponibile in varie configurazioni, come indicato nella tabella di seguito riportata:



	MBRACE Laminate LM 5/1,4	MBRACE Laminate LM 10/1,4	MBRACE Laminate HM 5/1,4	MBRACE Laminate HM 15/1,4
Resistenza a trazione caratteristica $f_{tk}$ , ASTM D3039	2.300 MPa	2.300 MPa	2.050 MPa	2.300 MPa
Modulo elastico medio a trazione, ASTM D3039	165.000 MPa	165.000 MPa	200.000 MPa	250.000 MPa
Deformazione ultima media a trazione, ASTM D3039	1,8 %	1,8 %	1,4 %	1,4 %
Spessore nominale	1,4 mm	1,4 mm	1,4 mm	1,4 mm
Larghezza	5 cm	10 cm	5 cm	15 cm

*N.B. Resistenza caratteristica = resistenza media - 3 x scarto quadratico medio*

È possibile che si renda necessario anche l'utilizzo di lamine FRP. Si pensi ad esempio il cerchiaggio dei merli superiori il cui degrado è marcato.

### 3.2 INSERIMENTI INTERNI ALLA MURATURA

L'inserimento di tiranti metallici all'interno di sostegni puntuali in muratura o in pietra prossimi allo schiacciamento costituisce, assieme alla sostituzione delle strutture dissestate, l'alternativa più diffusa al cerchiaggio.

La sostituzione o l'inserimento di tiranti interni presenta gradi diversi di invasività e distruttività: la rimozione della materia autentica dell'architettura da una parte e l'alterazione delle condizioni statiche originarie dall'altra, connesse all'inserimento di materiali eterogenei e non pienamente compatibili, giustificano simili interventi solo in presenza di situazioni veramente critiche per l'equilibrio della fabbrica, come peraltro nel nostro caso di studio.

I dissesti derivanti soprattutto da impoverimento della malta a seguito di prolungato abbandono richiedono un trattamento che solidarizzi diffusamente la compagine muraria. Le condizioni di forte disgregazione, richiedono spesso il preconsolidamento con percoli di malta dall'alto, necessari per ripristinare almeno le condizioni minime di tenuta della parete, così da consentire la normale esecuzione delle iniezioni trasversali. L'importanza del ruolo della malta aumenta in genere con la diminuzione dell'efficacia delle connessioni fra pietre o meglio nel nostro caso fra mattoni, ma la stessa stabilità dell'ingranamento, derivante dalle modalità di assemblaggio della parete, può essere incrementata grazie a diverse tecniche d'intervento di cui si allega una tavola esplicativa ricavata dall'Atlante del Restauro di G. Carbonara.

Oltre ai collegamenti longitudinali, realizzati fra murature con morse, a volte predisposte e spesso ricavate successivamente, con elementi in pietra, laterizio e legno o anche con barre metalliche, il problema strutturale più frequente è rappresentato dalla

connessione di murature povere di elementi trasversali (diatoni lapidei o apparecchiature a maglie alternate).

Queste strutture, sottoposte a compressione, possono tripartirsi in settori autonomi e indipendenti (corrispondenti per lo più alle due cortine e al nucleo interno), ognuno dei quali reagisce separatamente alle sollecitazioni, favorendo l'insorgenza di dissesti da carico di punta e presso-flessione.

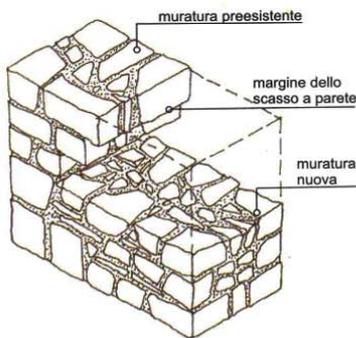
Sono sempre le condizioni reali del muro e dell'intero fabbricato a suggerire l'opportunità e il tipo d'intervento, che può presentare caratteri di miglioramento passivo (entrando in azione solo con incremento di sollecitazioni e di deformazioni) o attivo (tramite una blanda pretesatura dell'elemento di connessione)<sup>5</sup>

---

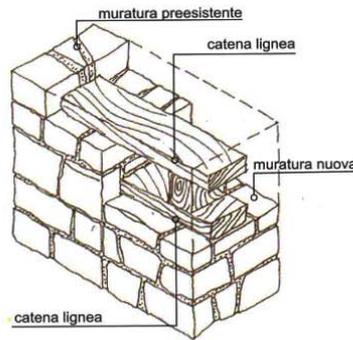
<sup>5</sup> "Atlante del restauro", di G. Carbonara

## Connessioni longitudinali e cuciture trasversali nella muratura

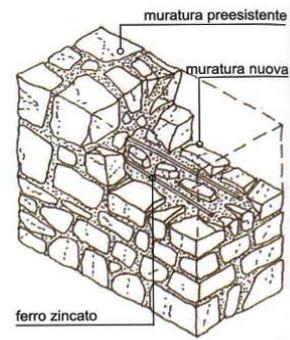
### Connessioni longitudinali



1. Ammorsatura a scasso nella parete

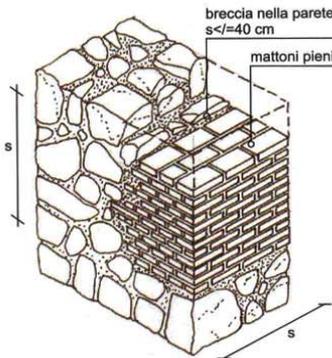


2. Inserimento in breccia di catene in legno

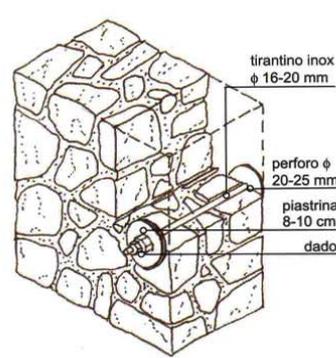


3. Inserimento di ferri  $\phi$  6-8 mm

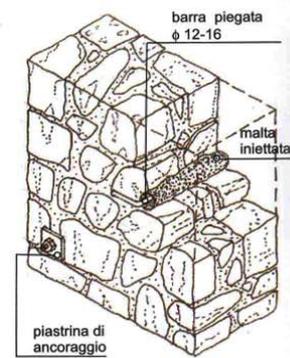
### Cuciture trasversali



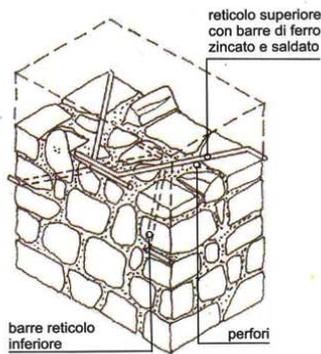
4. Diatoni con filari di laterizio



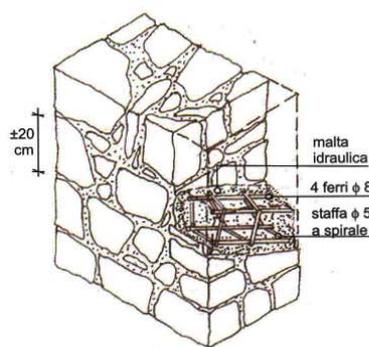
5. Tirantini antiespulsivi in acciaio



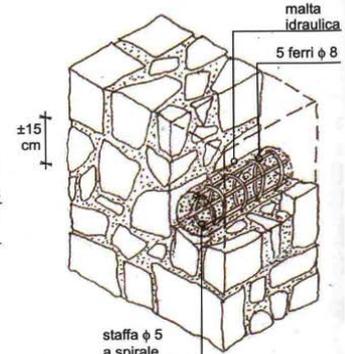
6. Iniezione armata con ferro zincato



7. Reticolo con barre giuntate



8. Diatoni trasversali in cemento armato



9. Diatoni trasversali circolari in c.a.

Si allega, sempre a titolo esemplificativo, un intervento su una muratura a sacco su cui prendere spunto sia per l'analogia dell'opera muraria che per le modalità d'intervento che racchiudono le tecniche sopra citate.

Si tratta dell'intervento sulle mura romane di Fano (realizzato da Tosti, Cuppini, Carbonara ed altri professionisti).

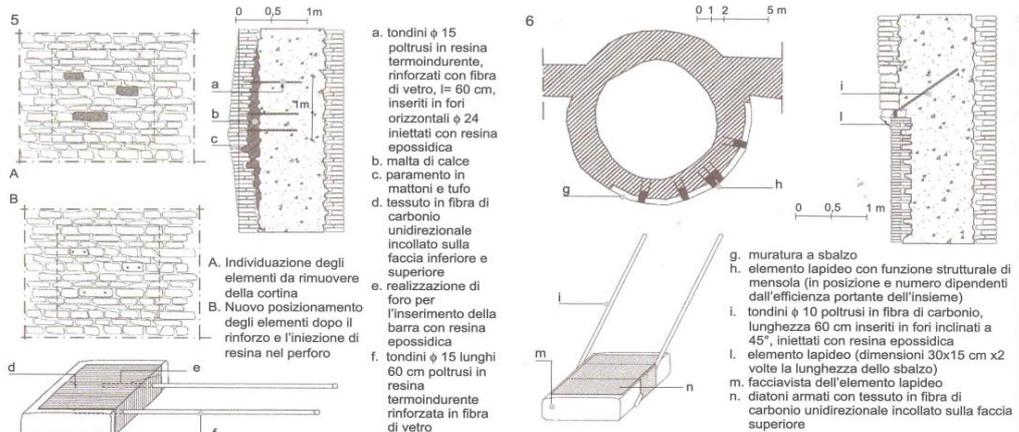
La struttura muraria consiste in un ampio nucleo di conglomerato foderato da sottili e rigide cortine di pietra e mattoni. Il diverso assorbimento delle sollecitazioni dovute al carico ha determinato la separazione dei rivestimenti dal nucleo, con la rottura dei pochi elementi inseriti di testa e il distacco della fodera esterna in più zone.

La puntuale estrazione di alcune bozze dalla parete, la loro fasciatura con nastri di FRP e la successiva “armatura” con barre in fibra di carbonio entro fori appositamente ricavati al loro interno hanno consentito di migliorare il collegamento trasversale delle componenti murarie: le bozze così trattate, trasformate senza un esteso danno materiale in diaconi molto profondi, sono state infatti reinserite nella parete, divenendo elementi d’aggancio puntuale, rinforzati e allungati, distribuiti nel paramento.



L'intervento ha previsto lo smontaggio puntuale di singoli elementi (circa 3 per mq), successivamente fasciati con tessuto di fibra di carbonio e connessi a due barre in vetroresina e infine ricollocati in sito, come diaconi, migliorando il raccordo con il nucleo interno.

5. Rinforzo dei laterizi nei tratti di cortina distaccati dal nucleo. 6. Rinforzo dei laterizi in un tratto di paramento a sbalzo pertinente a una torre difensiva. (disegni e foto dello studio Tosti, Perugia)



## 4 COLLAUDO STATICO

Con il termine collaudo si intendono definire tutte quelle operazioni che devono essere messe in campo per la verifica dell'intervento sulla Torre, soprattutto in merito l'effettivo miglioramento statico apportato.

Sarebbe molto importante una caratterizzazione anche dal punto di vista dinamico, ed in letteratura si trovano diversi metodi per realizzare ciò, ma si ritiene, per quanto detto precedentemente, più importante la sistemazione dell'apparato murario deficitario in quanto di per se la torre ha una conformazione sismo resistente ottimale.

Per collaudare un restauro così importante si ritiene indispensabile avere a disposizione dati numerici prima e dopo l'intervento. A tal fine si ritiene che l'uso dei **martinetti piatti** possa risultare una strada efficace al conseguimento di una puntuale verifica, in quanto è possibile la loro installazione fissa, in cui il martinetto viene cementato nella fessura e servirà al rilevamento a medio e lungo termine delle misure di pressione nel punto di installazione.



Figura 2: Apparecchiatura per la prova di martinetto semplice

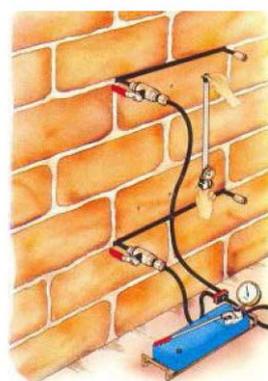
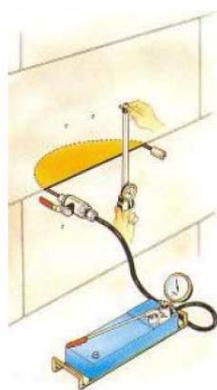
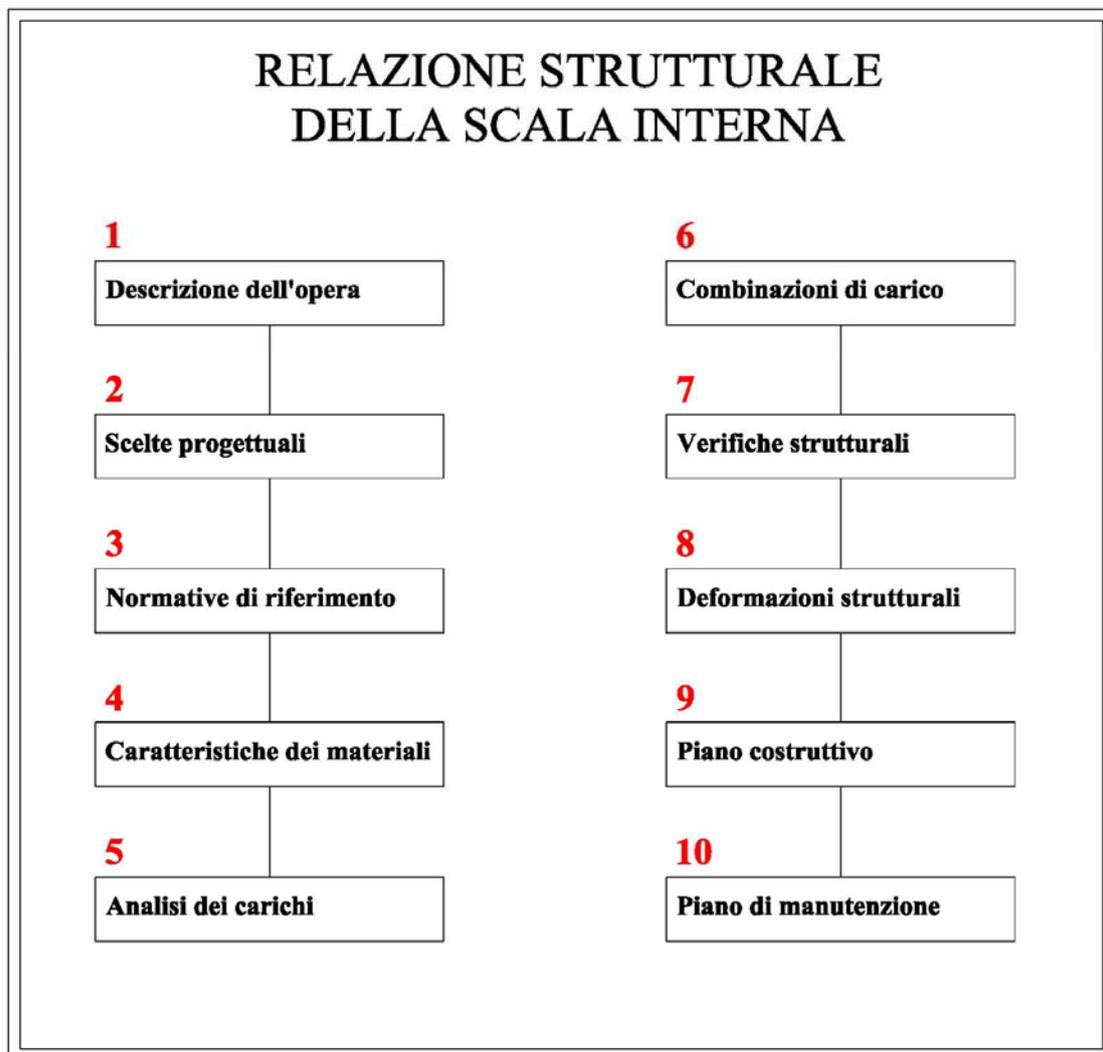


Figura 4: Apparecchiatura per la prova di martinetto doppio

## PARTE 3\_RELAZIONE STRUTTURALE DELLA SCALA INTERNA



## ***1 DESCRIZIONE DELL'OPERA***

La presente ha per oggetto il calcolo strutturale di una scala metallica da realizzare all'interno della torre medievale oggetto del restauro conservativo.

Tale struttura sarà da considerata indipendente rispetto l'involucro esterno in muratura della torre, e come tale dovrà agire.

La scala, interamente in acciaio tipo S 275, è realizzata in con sedici pilastri con sezione HEA 240 ai quali sono collegate delle travi (disposte in corrispondenza dei pianerottoli di partenza, di arrivo e intermedi) sui quali sono appoggiati i cosciali della scala realizzati con profili HEA 200. I collegamenti sono realizzati tramite bullonatura che è da progettare e verificare.

Non sono presenti dei controventi verticali.

Nella parte superiore della scalinata è previsto un piano calpestabile di "belvedere", adibito ad osservatorio privato.

I gradini e i pianerottoli sono realizzati in legno di rovere trattato e verniciato per esterni con la possibilità comunque di essere smontati e riverniciati in un futuro.

Anche i profilati metallici andranno verniciati con appositi prodotti.

La ringhiera della scala è formata da una serie di profili in acciaio inox satinato, uniti con barre sempre di acciaio in trefoli.

La struttura, in prima ipotesi da verificare, è inoltre vincolata al terreno grazie ad una platea realizzata in calcestruzzo armato sulla quale si innestano i tirafondi ad uncino.

Sempre in questa prima ipotesi sono stati previsti, ai fini della verifica di stabilità globale e di carico limite portante della fondazione rispetto il terreno, dei micropali in CLS.

## ***2 SCELTE PROGETTUALI***

La scelta più significativa ed importante che è stata presa è quella dell'indipendenza della scala dalla torre. Con tale aspetto non si è voluto connotare a livello strutturale la scala, ma si è voluto dare una chiara visione del fatto che la torre resta e resterà un'opera unica ed irripetibile, che ci è giunta ai nostri giorni in uno stato di fatiscenza sì ma, non per questo va modificata nei suoi connotati.

La scelta di una struttura in acciaio permetterà anche in un futuro il suo smontaggio completo, ai fini di un riuso diverso da quello che è stato dato in questo progetto. La cosa importante è però che la torre rimarrà sempre tale, ed è per questo motivo che si è scelto per il suo restauro uno di tipo conservativo.

Dal punto di vista prettamente strutturale invece si è scelto di "agire" entro i limiti elastici del materiale. Tale valutazione è certamente opinabile in quanto una struttura di per se non è mai non dissipativa. Si è voluto verificare la possibilità di realizzare un struttura leggera (non dal punto di vista fisico, ma visivo), senza controventi aggiuntivi, che quindi lasciasse il più possibile spazio visivo ai suoi visitatori.

In oltre si è cercato di amalgamare una struttura moderna, con una antica, lasciando la parte strutturale ben a vista in acciaio ed i gradini in legno, creando un contrasto visivo che può risultare efficace.

### **3 *NORMATIVA***

- Decreto ministeriale 14/01/2008: “Norme Tecniche per le costruzioni “ e successiva circolare esplicativa del 02/02/2009

### **4 *CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI***

Si è fatto riferimento alle caratteristiche meccaniche dell'acciaio tipo **S 275**, in particolare:

- modulo elastico di Young:  $E = 210.000.000 \text{ kN/m}^2$
- modulo elastico tangenziale:  $G = 80.700.000 \text{ kN/m}^2$
- coefficiente di Poisson:  $\nu = 0,3$
- tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 275.000 \text{ kN/m}^2$
- tensione caratteristica a rottura:  $f_{t,k} \geq 430.000 \text{ kN/m}^2$

Si considera l'impiego di bulloni ad alta resistenza di classe 8.8:

- tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 640.000 \text{ kN/m}^2$
- tensione caratteristica a rottura:  $f_{tk} \geq 800.000 \text{ kN/m}^2$
- tensione di calcolo a sforzo normale:  $f_{d,N} \geq 56.000 \text{ kN/m}^2$
- tensione caratteristica a taglio:  $f_{d,V} \geq 396.000 \text{ kN/m}^2$
- tensione ammissibile  $\sigma_{amm} \geq 373.000 \text{ kN/m}^2$
- tensione ammissibile  $\tau_{amm} \geq 264.000 \text{ kN/m}^2$

Si considerano effettuati collegamenti con saldature tra profili e piastra a cordone d'angolo con sezione di gola minimo pari a 7/10 dello spessore degli elementi saldati.

## 5 ANALISI DEI CARICHI

CARICHI PERMANENTI (G1):

Peso proprio elementi strutturali in acciaio:  $78,5 \text{ kN/m}^3$ , automaticamente computati dal software di calcolo.

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2):

Peso dei **gradini** (riportato sulle travi dette cosciali) formati da:

- gradini di legno massello di rovere  $8.25 \text{ kN/m}^3 \times 0.04 = 0.33 \text{ kN/m}^2$
- profilato su misura in acciaio a forma triangolare  $0.07 \text{ kN/m}^2$
- con corrimano in acciaio inox (omesso).

Carico totale:  **$0,40 \text{ kN/m}^2$**

Peso dei **pianerottoli** (riportato sulle 4 travi del pianerottolo) formati da:

- tavolato di legno massello di rovere  $8.25 \text{ kN/m}^3 \times 0.04 = \mathbf{0.33 \text{ kN/m}^2}$

Peso del **pianerottolo belvedere** (riportato sulle travi del belvedere) formati da:

- tavolato di legno massello di rovere  $8.25 \text{ kN/m}^3 \times 0.04 = \mathbf{0.33 \text{ kN/m}^2}$

CARICHI VARIABILI (Q):

- $Q_{k1}$ : Categoria A (Ambienti ad uso residenziale)  $q_k = \mathbf{2,00 \text{ KN/m}^2}$ ;  $H_k = \mathbf{1,00 \text{ KN/m}}$ ;

Aliquota inerziale carico: 0.2

## 6 COMBINAZIONI DI CARICO

AZIONI STATICHE:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi

(SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

TIPO DI CARICO	COEFFICIENTE PARZIALE DI SICUREZZA
	$\gamma$
Carichi permanenti	1,3
Carichi permanenti non strutturali	1,5
Carichi variabili	1,5

#### AZIONI SISMICHE:

Le azioni sismiche dovute ai carichi permanenti e ai sovraccarichi variabili sono state determinate in accordo a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 e relativi allegati.

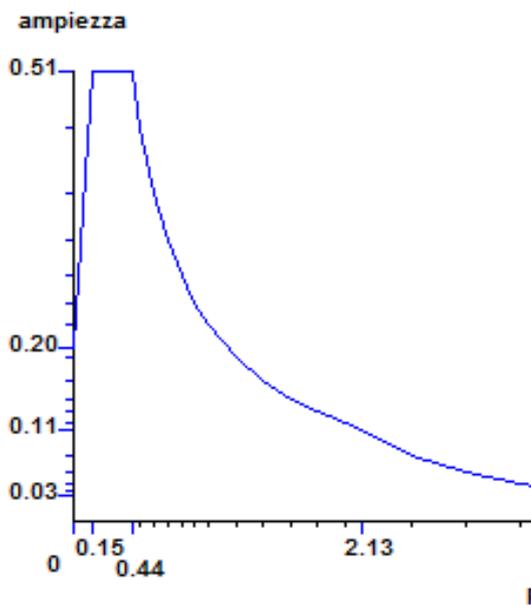
Nel caso in esame si esegue un'analisi del tipo **Lineare Statico Equivalente** in cui le forze d'inerzia indotte dall'azione sismica sono associate a forze statiche.

Ciò è reso possibile in accordo alla norma che definisce la possibilità di questa analisi quando vi sia:

- regolarità in altezza (tutti i requisiti richiesti da questo parametro risultano soddisfatti);
- il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non superiori 2.5  $T_c$  o  $T_d$ .

**A tal proposito l'analisi condotta ha previsto l'impiego di uno spettro elastico, senza ricorso a requisiti di duttilità, e quindi senza l'impiego della gerarchia delle resistenze.**

Per la determinazione dell'accelerazione sismica dagli spettri di progetto, la normativa italiana impone di considerare sia parametri funzione della classificazione sismica del territorio e delle caratteristiche geotecniche del terreno, sia parametri derivanti dall'importanza della costruzione e della tipologia e capacità dissipativa.



Fattore di importanza  $\gamma_i$  1 applicato

Spettri orizzontali:

Num.	Periodo	A.sle XY
$T_0$	0.000	0.1980
$T_b$	0.146	0.5127
$T_c$	0.437	0.5127
4	0.500	0.4478
5	0.600	0.3732
6	0.700	0.3199
7	0.800	0.2799
8	0.900	0.2488
9	1.000	0.2239
10	1.200	0.1866
11	1.400	0.1599
12	1.600	0.1400
13	1.800	0.1244
14	2.000	0.1120
$T_d$	2.130	0.1051
16	2.500	0.0763

#### NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	I
Vita di riferimento	35 anni
Spettro di risposta	Stato limite elastico
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	332 anni
Località	Poggio Renatico - (FE)
ag/g	0.1325
F0	2.59
Tc	0.27
Categoria del suolo	D
Fattore topografico	1

#### STATO LIMITE ELASTICO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricità accidentale	0%
Numero di frequenze	3

#### PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente

Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	Eurocodice 8
$\lambda$	0.3
$\mu$	0.3

Nel caso in esame, vista l'impossibilità di reperire prove geologiche utili a determinare le caratteristiche del terreno in modo da procedere alla classificazione come da normativa, sono stati presunti i valori di un terreno tipo "D". Nel corso di uno svolgimento reale dell'opera questo parametro dovrà essere attentamente valutato e nel caso modificato.

Per la definizione dei valori iniziali, in cui si va a definire il Tempo di ritorno del sisma, è stato considerato il parametro "classe d'uso=1" per via del carattere "privato" dell'intervento.

Tale progetto difatti si intende riferito ad un manufatto di uso privato, in cui non vi sono le condizioni di una gestione pubblica con affollamenti di persone, ma tutt'altro.

**COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Num	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicat ore
1	Statica	Azione sismica: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.30
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.30
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 2	1.50
2	Sismica 100%+X 30%+Y	Azione sismica: +Ex+03Ey Torsione: oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.00
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.00
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 2	0.80
3	Sismica 30%+X 100%+Y	Azione sismica: +03Ex+Ey Torsione: oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.00
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.00
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 2	0.80
4	Sismica 100%+X 30%+Y	Azione sismica: +Ex+03Ey Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.00
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.00
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 2	0.80
5	Sismica 100%+X 30%+Y	Azione sismica: +03Ex+Ey Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.00
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.00
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 2	0.80

**COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO**

Num	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
6	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.00
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.00
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 2	0.70
7	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.00
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.00
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 2	0.50
8	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.00
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.00
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 2	0.30

**COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO**

Num	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
9	S.L.D.	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.00 0
		Torsione:	Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.00 0
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 2	0.30 0

**Aliquota inerziale usata per il carichi variabili: 0.2**

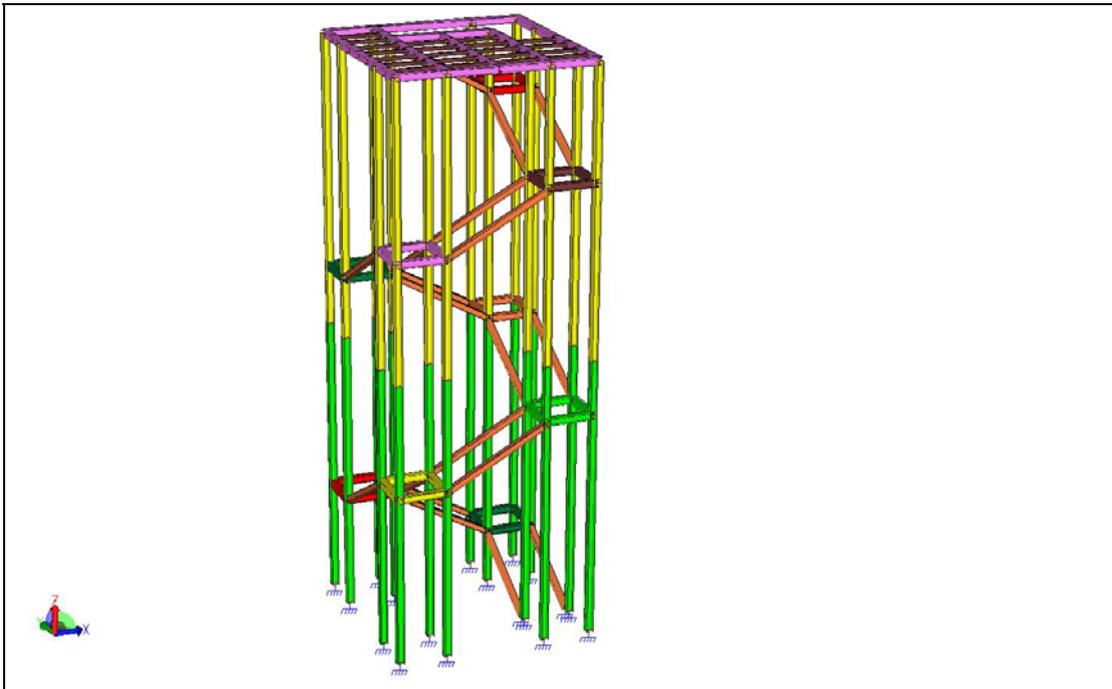
## ***7 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI***

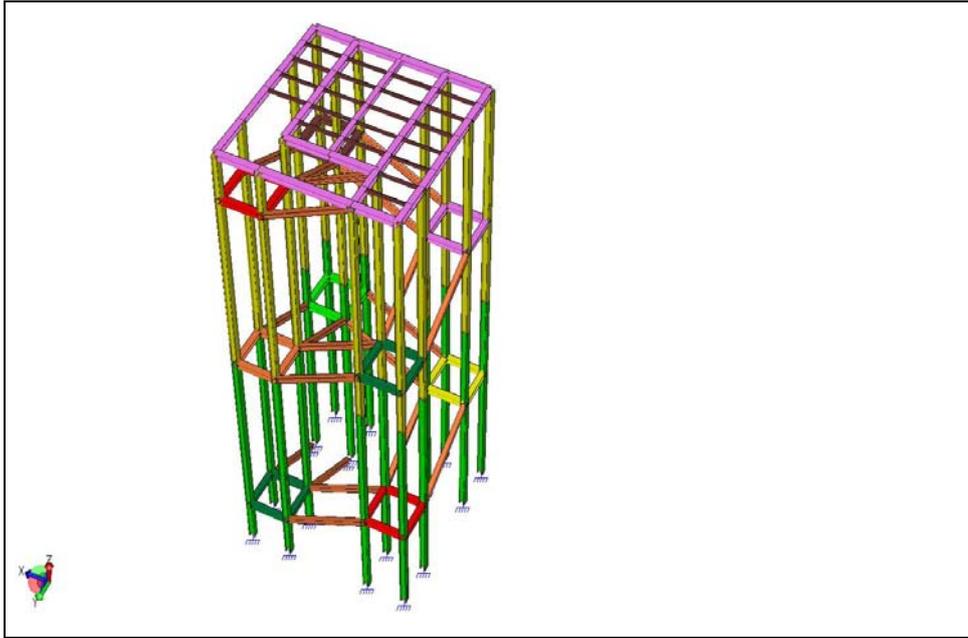
Per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione viene implementato il modello strutturale in un software di calcolo, e più precisamente viene sviluppata l'analisi grazie l'ausilio del programma MasterSap Freeware dell'azienda AMV di Ronchi dei Legionari (GO).

Il programma permette di modellare la struttura in beam, caricarla ed eseguire gli inviluppi che serviranno per le verifiche dei singoli elementi.

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA:

si riporta lo schema strutturale definito nel software in visualizzazione modalità solida

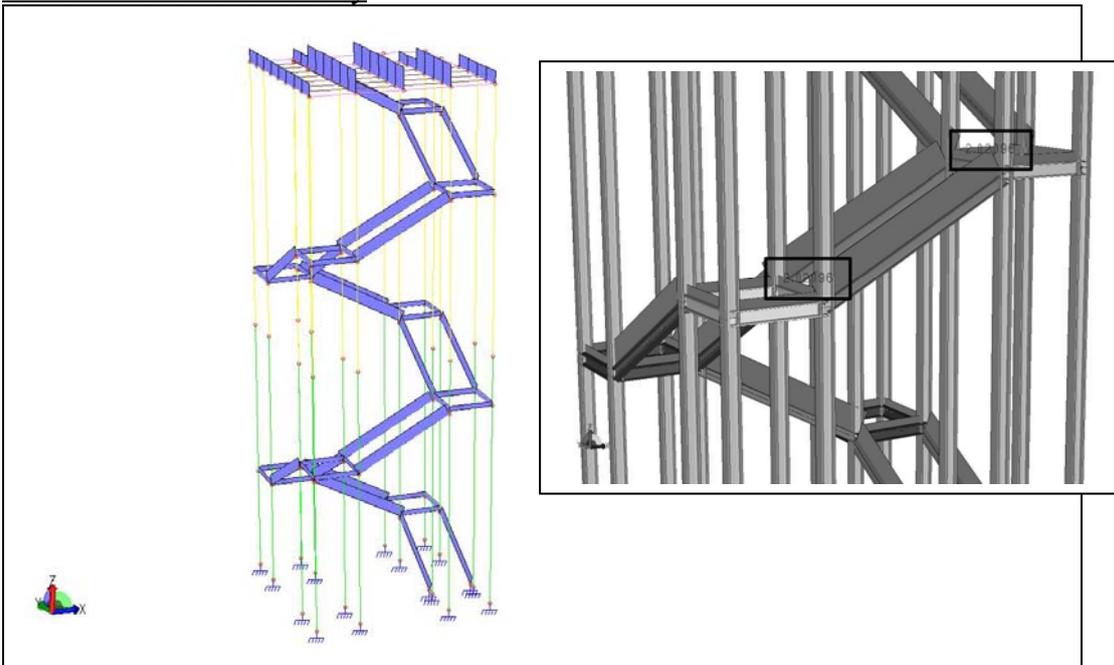




GESTIONE DEI CARICHI:

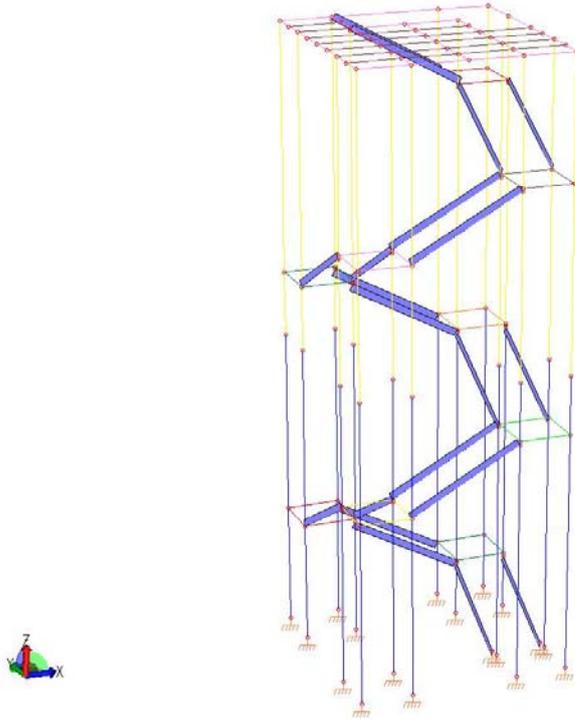
I carichi vengono riportati sui singoli elementi come da figura. Nello specifico sono visualizzati i carichi permanenti non strutturali (peso dei gradini) più quelli variabili moltiplicati per i singoli interassi di riferimento, al fine di trovare il  $q$  di progetto (KN/m)

Carichi in direzione locale y



Nell'ingrandimento in alto a destra, il valore 2.02096 KN/m agente sul cosciale in direzione y, è il risultato della somma dei 2 carichi sopra citati ( $0.4 \text{ KN/m}^2 + 2 \text{ KN/m}^2$ ) moltiplicati per la metà della distanza orizzontale dei gradini (0.96 mt).

### Carichi in direzione locale x



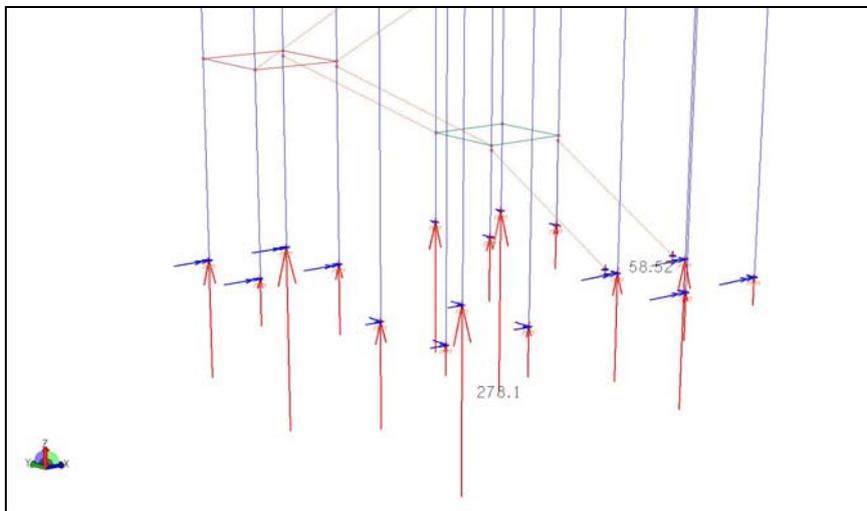
**N.B. la gestione dei carichi è stata svolta in maniera molto semplificata, andando a caricare tutte le travate del medesimo valore fisso e variabile.**

In realtà una corretta gestione avrebbe dovuto prevedere diverse modalità di carico variabile, ad esempio caricando in maniera distinta 2 cosciali e 3 pianerottoli, oppure il solo piano bel vedere, il solo piano bel vedere tutto su un lato, ecc. simulando quindi in maniera semplificata ma corretta le diverse situazioni possibili.

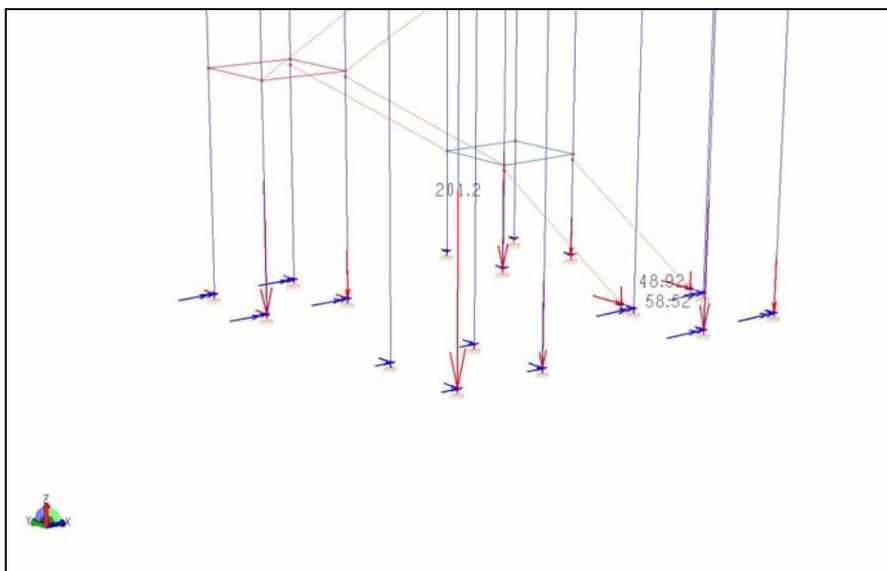
## REAZIONI VINCOLARI ALLA BASE:

i risultati vengono distinti in involuipi negativi e positivi, in quanto la presenza delle azioni sismiche fa girare le forze creando un effetto di sollevamento che dovrà essere attentamente verificato nel calcolo dei plinti alla base

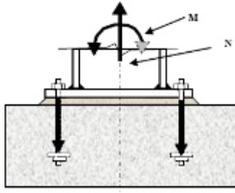
Involuppo reazioni vincolari positive (Forza Max: 278.1 KN – Momento Max: 58.52 KNm)



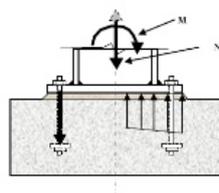
Involuppo reazioni vincolari negative (Forza Max: 201.2KN – Taglio Max 48.92 KN - Momento Max: 58.52 KNm)



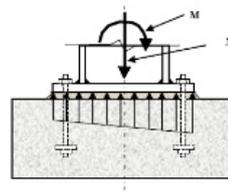
Tenso-flessione con prevalenza della forza assiale di trazione



Presso-flessione o tenso-flessione con prevalenza del momento flettente



Presso-flessione con prevalenza della forza assiale di compressione



PIALASTRI ALLA BASE:

i pilastri sono soggetti a pressoflessione deviata. Si riportano già gli involuipi delle 7 combinazioni di carico dello sforzo normale e dei momenti nelle 2 direzioni.

**E' da notare, come già del resto visto nelle reazioni vincolari, che nella struttura si crea un effetto "telaio" sotto le azioni sismiche inerziali, che tende a sollevare la struttura dalle fondazioni.**

Sarà quindi molto importante la verifica alla base in modo che non si creino pericolosi meccanismi.

Questi valori, come sopra detto, permettono di progettare a calcolare la fondazioni, ed in particolari i plinti di fondazione

## VERIFICA DEL PILASTRO “A” ALLA BASE:

l'elemento identificato come A è un pilastro formato da un profilato laminato HEB 240, alto 10 mt, che a quota 8.04 mt incontra un nodo strutturale (su cui parte la trave di pianerottolo), e soggetto a pressoflessione deviata.

Tale elemento andrà quindi verificato, secondo norma, a resistenza della membratura, a instabilità per pressoflessione ed a instabilità per flesso torsione.

Si allegano in questa relazione solo i calcoli della prima verifica, richiamando le norme, le formule da utilizzare e le verifiche del software per le altre.

Utilizzo per la verifica il criterio di resistenza in campo elastico definito dalla formula:

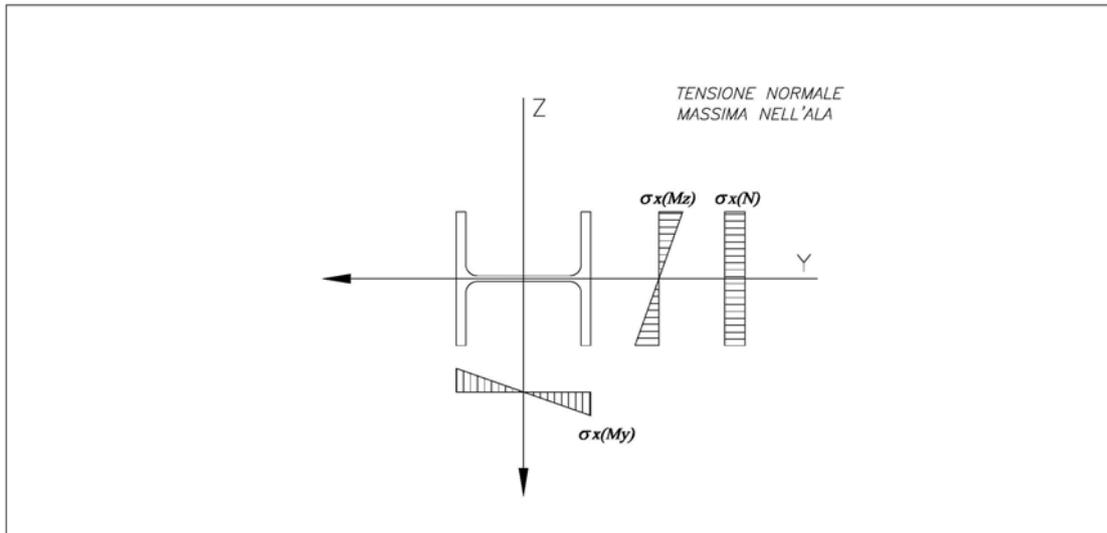
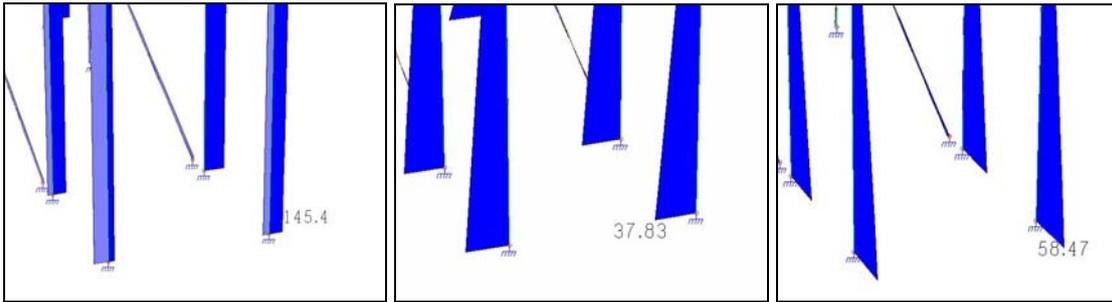
$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} * \sigma_{z,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

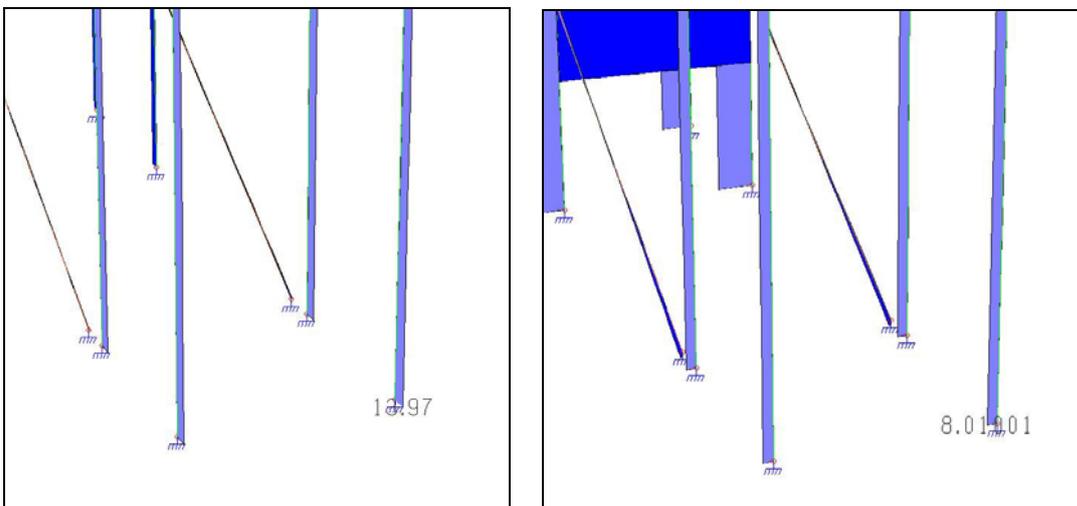
$\sigma_{z,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

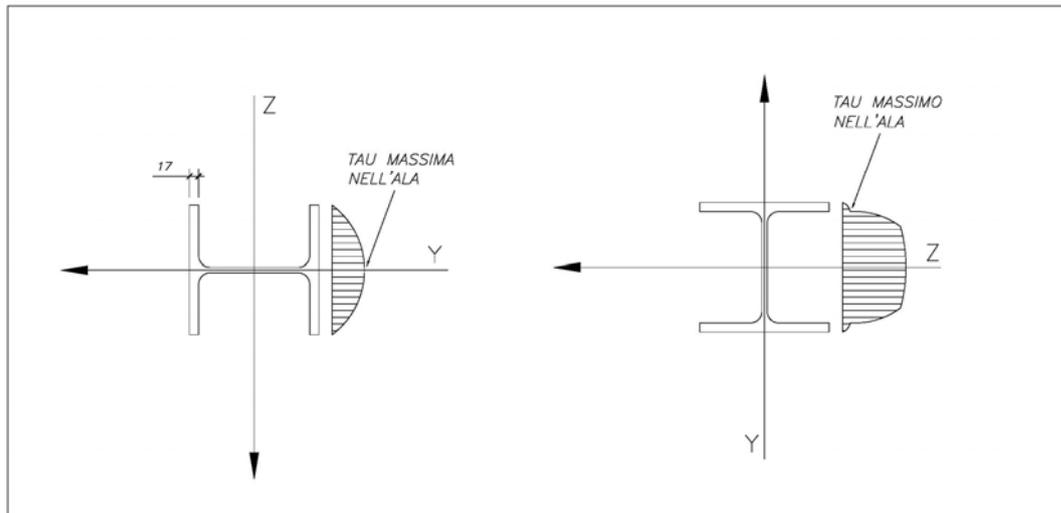
$\tau_{Ed}$  è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.



Stato tensionale normale alla base della colonna (punto più sollecitato: gli estremi delle ali)

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N}{A} + \frac{M_z}{W_z} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{145,4}{0,0106} + \frac{37,83}{0,000938} + \frac{58,47}{0,000327} = 232853 \text{ KN/m}^2$$





$$\tau_{Ed,z} = \frac{T_z \times S_y}{t \times J_y} = \frac{13,97 \times 0,000348}{0,017 \times 0,00003923} = 7289.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_{Ed,y} = \frac{T_y \times S_z}{b \times J_z} = \frac{13,97 \times 0,000455}{0,017 \times 0,0001126} = 3320.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_{Ed} = \tau_{Ed,z} + \tau_{Ed,y} = 7289.7 + 3320.6 = 10610.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2 = 232853^2 + 3 * 10610.3^2 \leq 261904^2$$

$$54.558.235.909 \leq 68.593.904.761$$

**VERIFICATO**

La sezione va verificata anche a instabilità per pressoflessione ed a instabilità per flessione torsione. A tal proposito si allega l'estratto della norma in cui si specificano i parametri da utilizzare:

*C4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse*

Oltre alle verifiche di resistenza, per elementi pressoinflessi devono essere eseguite, quando rilevanti, anche verifiche di instabilità a pressoflessione.

In assenza di più accurate valutazioni, si possono impiegare, in alternativa, i metodi A e B riportati nel seguito, o anche altre metodi ricavati da normative di comprovata validità.

C4.2.4.1.3.3.1 Metodo A

Nel caso di aste prismatiche soggette a compressione  $N_{Ed}$  e a momenti flettenti  $M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$  agenti nei due piani principali di inerzia, in presenza di vincoli che impediscono gli spostamenti torsionali, si dovrà controllare che risulti:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1 \quad (C4.2.32)$$

dove:

$\chi_{min}$  è il minimo fattore  $\chi$  relativo all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$W_y$  e  $W_z$  sono i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2,

$N_{cr,y}$  e  $N_{cr,z}$  sono i carichi critici euleriani relativi all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$M_{y,eq,Ed}$  e  $M_{z,eq,Ed}$  sono i valori equivalenti dei momenti flettenti da considerare nella verifica.

Se il momento flettente varia lungo l'asta si assume, per ogni asse principale di inerzia,

$$M_{eq,Ed} = 1,3 \cdot M_{m,Ed} \quad (C4.2.33)$$

essendo  $M_{m,Ed}$  il valor medio del momento flettente, con la limitazione

$$0,75 \cdot M_{max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{max,Ed} \quad (C4.2.34)$$

Nel caso di asta vincolata agli estremi, soggetta a momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità  $M_a$  e  $M_b$ ,  $|M_a| \geq |M_b|$ , (Figura C4.2.11), si può assumere per  $M_{eq,Ed}$  il seguente valore

$$M_{eq,Ed} = 0,6 \cdot M_a - 0,4 \cdot M_b \geq 0,4 \cdot M_a \quad (C4.2.35)$$



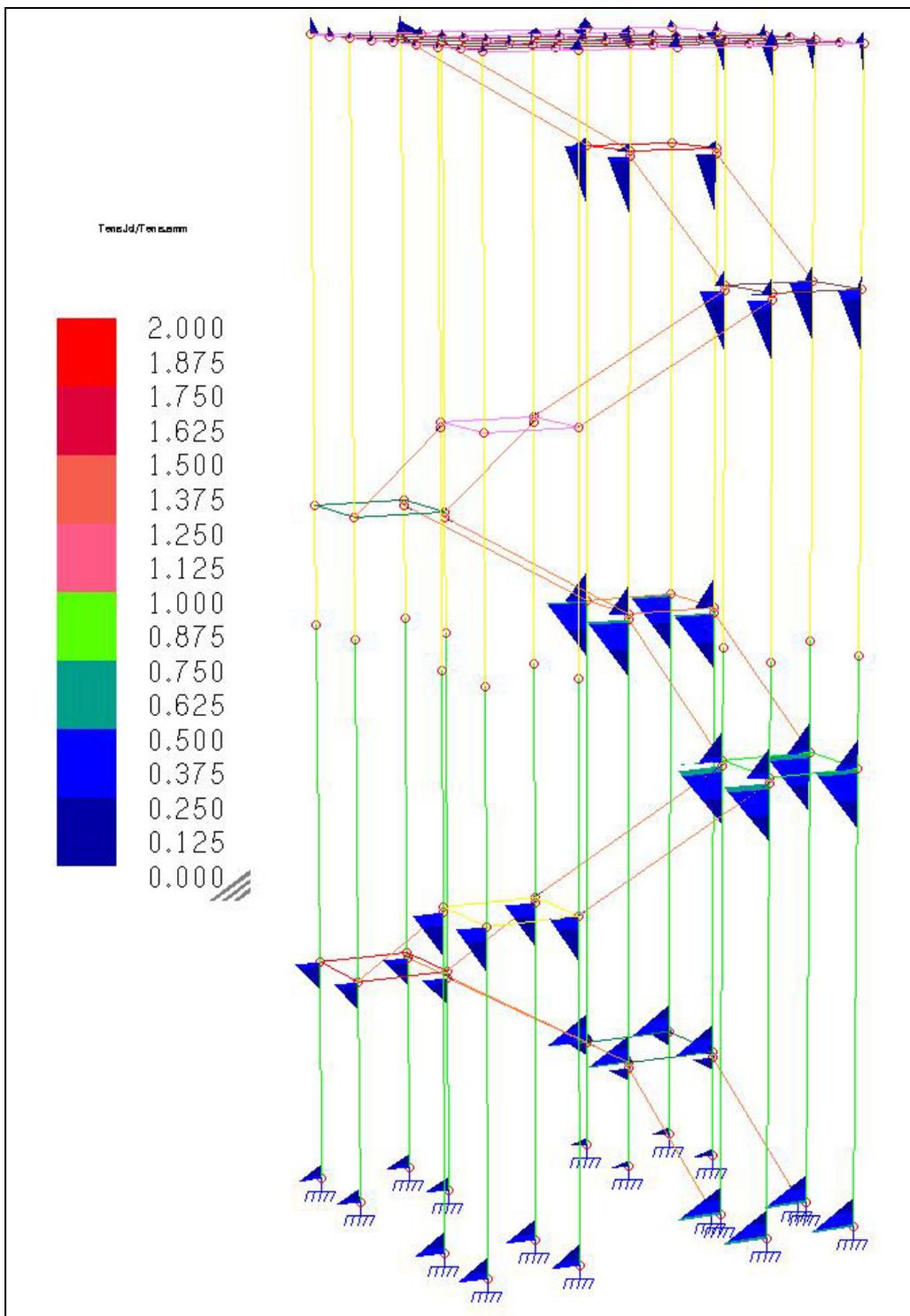
**Figura C4.2.11** Trave soggetta a momenti d'estremità

In presenza di fenomeni di instabilità flessione-torsionale bisogna verificare che sia:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1 \quad (C4.2.36)$$

dove  $\chi_{LT}$  è il fattore di riduzione per l'instabilità flessione-torsionale, definito al §4.2.4.1.3.2 delle NTC e  $z$  è l'asse debole.

Vista la laboriosità di calcolo si utilizza la verifica grafica del software, in cui sono evidenti come tutte le zone rientrino nei parametri di verifica:



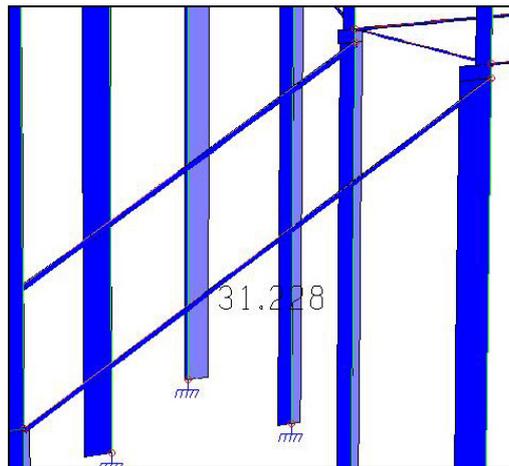
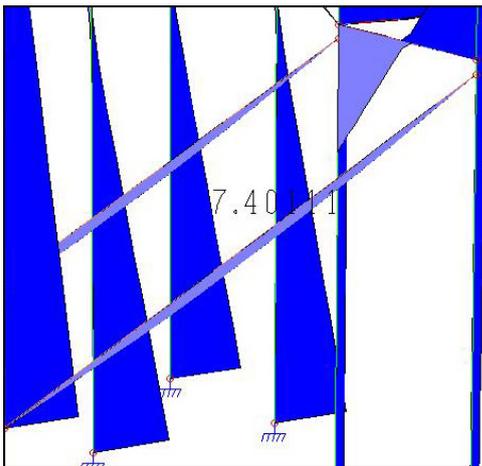
## VERIFICA DEL COSCIALE “B” IN MEZZERIA:

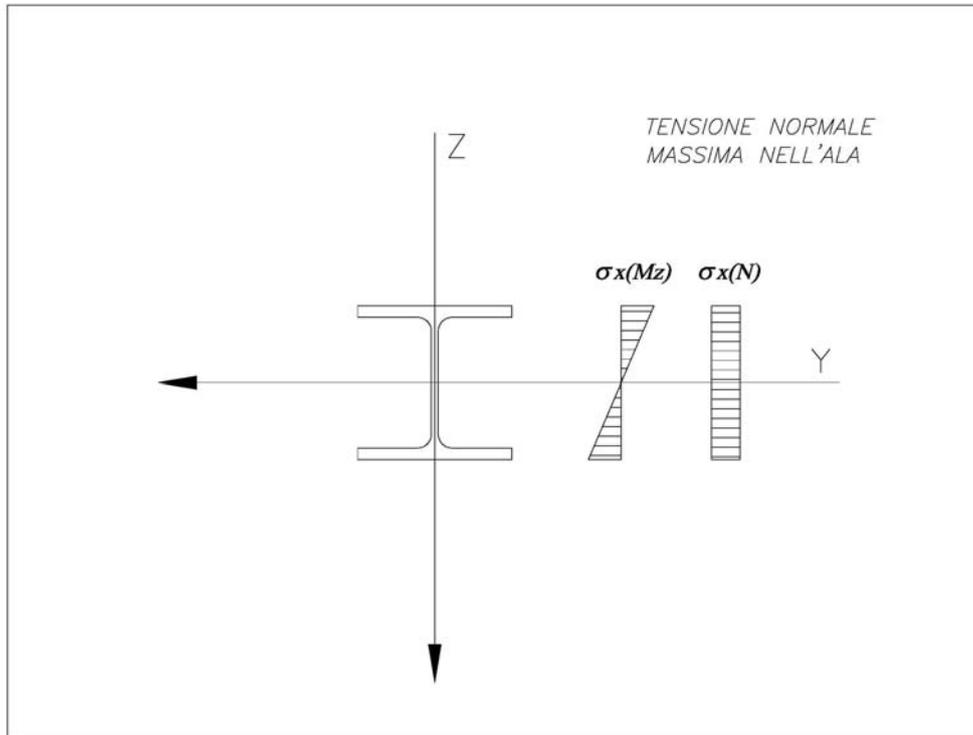
l'elemento identificato come B è una trave inclinata di 30° formata da un profilato laminato HEB 200, di lunghezza 3.8 mt agganciata strutturalmente ai pilastri tramite bullonamento (vincolo schematizzato del tipo cerniera), e soggetta a pressoflessione retta, senza tensioni tangenziali (sempre considerando la mezzeria).

Tale elemento andrà quindi verificato, secondo norma, a resistenza della membratura, a instabilità per pressoflessione ed a instabilità per flesso torsione.

Si allegano in questa relazione solo i calcoli della prima verifica, richiamando le norme, le formule da utilizzare e le verifiche del software per le altre.

$$\sigma_{x,Ed^2} \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$





**SCELTA DEL PROFILO**  
HEB 200

**TIPO DI ACCIAIO**  
S275

Lunghezza della trave	=	390	[cm]				
Coeff. beta	=	1		Lunghezza libera di inflessione nel piano z - y	lox	=	390 [cm]
48 Coeff. beta	=	1		Lunghezza libera di inflessione nel piano z - x	loy	=	390 [cm]
Distanza L	=	390	[cm]	Distanza tra due successivi ritegni torsionali			

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PROFILO**

h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	A	p	U	J <sub>x</sub>	W <sub>x</sub>	i <sub>x</sub>	J <sub>y</sub>	W <sub>y</sub>
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	[daN/m]	[m <sup>2</sup> /m]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]
200	200	9	15	18	134	170	78,1	61,3	1,15	5696	570	8,54	2003	200
A <sub>w</sub>	J <sub>o</sub>	i <sub>o</sub>	J <sub>T</sub>	W <sub>pl,x</sub>	psi <sub>pl,x</sub>	lambda <sub>x</sub>	lambda <sub>y</sub>	sigma <sub>cr,x</sub>	sigma <sub>cr,y</sub>	h/b	omega <sub>x</sub>	omega <sub>y</sub>	omega <sub>1</sub>	N <sub>cr,x</sub>
[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]				[daN/cm <sup>2</sup> ]	[daN/cm <sup>2</sup> ]					[kN]
18,1	7699	9,92868	49,131	642	1,12632	46	77	9608	3429	1,00	1,22	1,68	0,59	7504

Curva di instabilità C  
La trave non soffre fenomeni di flessione torsione

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N}{A} + \frac{Mz}{Wz} = \frac{31,228}{0,00781} + \frac{7,40}{0,00057} = 16980.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{x,Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

$$288.350.964.8 \leq 68.593.904.761$$

**VERIFICATO**

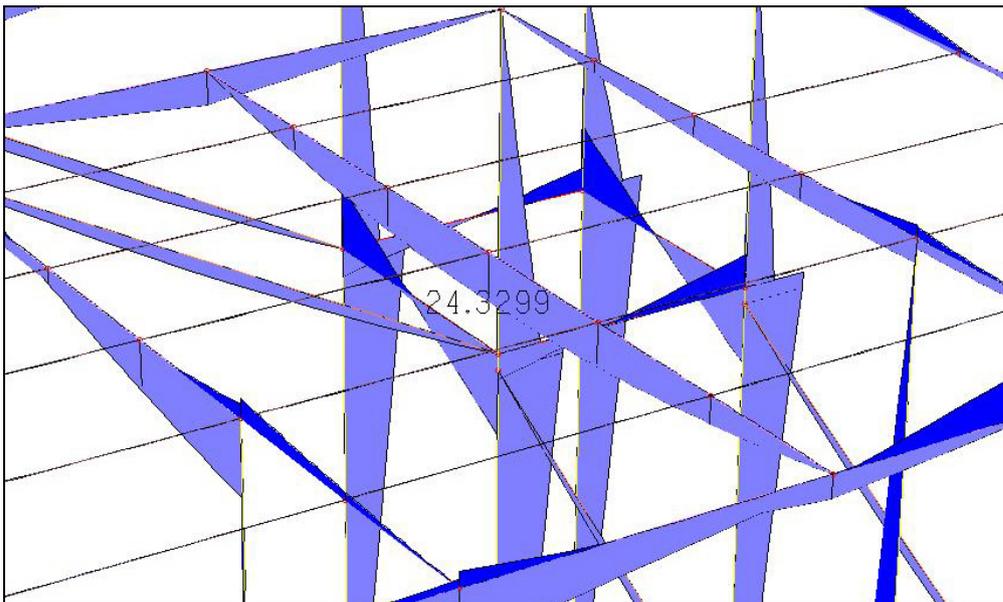
## VERIFICA DELLA TRAVE “DI PIANO BELVEDERE” “C” IN MEZZERIA:

La trave formata da una profilato laminato HEB 200, di lunghezza 5.22 mt agganciata strutturalmente alle travi di bordo del solaio belvedere per bullonamento (vincolo schematizzato del tipo cerniera), e soggetta a flessione semplice, senza tensioni tangenziali (sempre considerando la mezzeria).

Tale elemento andrà quindi verificato, secondo norma, a resistenza della membratura ed a instabilità per flesso torsione.

Si allegano in questa relazione solo i calcoli della prima verifica, richiamando le norme, le formule da utilizzare e le verifiche del software per le altre.

$$\sigma_{x,Ed^2} \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$



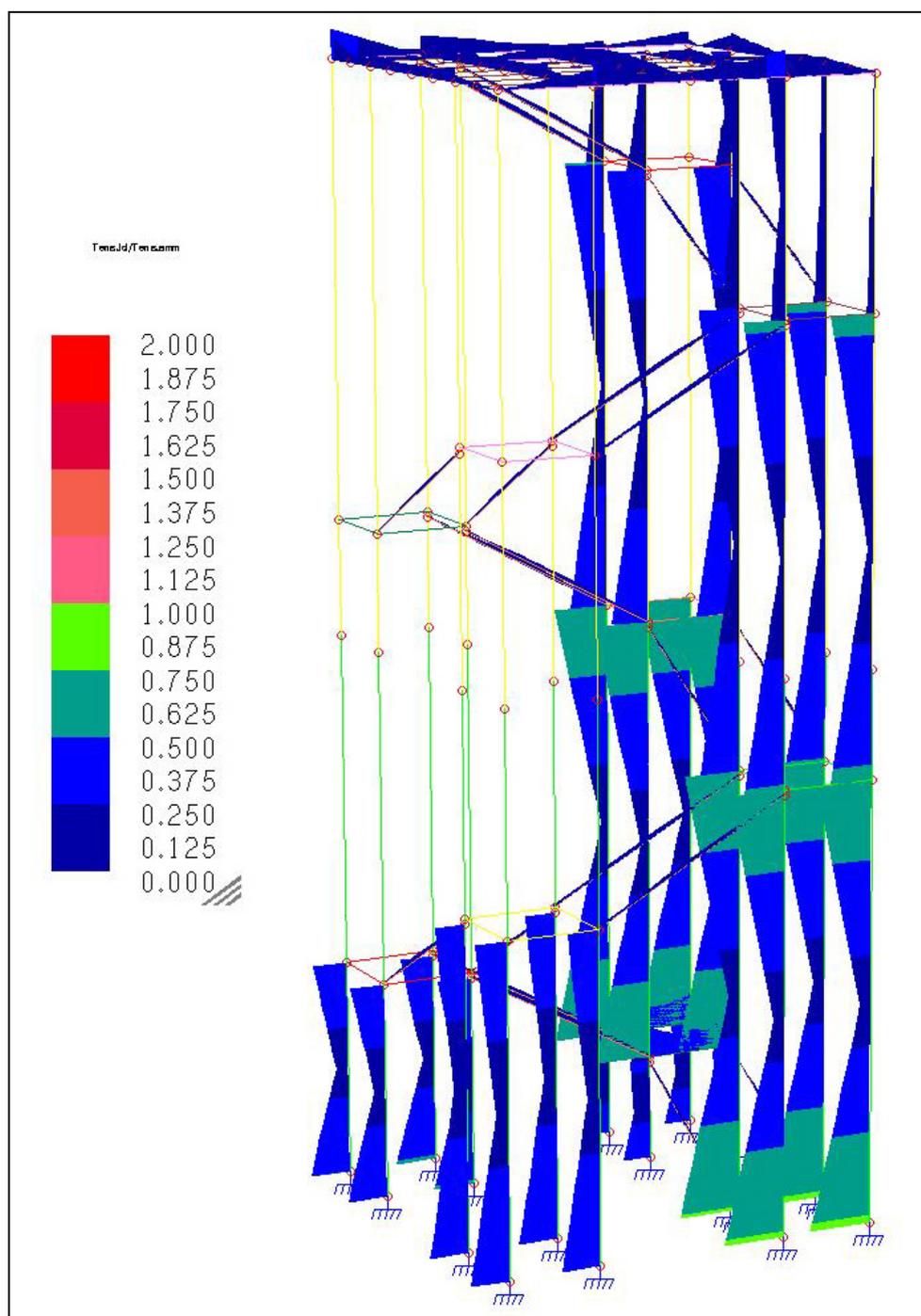
$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_z}{W_z} = \frac{24,33}{0,00057} = 42684.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{x,Ed^2} \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

$$1.821.941.828 \leq 68.593.904.761$$

**VERIFICATO**

Ogni punto della struttura deve essere verificato secondo quanto sopra, quindi con i criteri di resistenza e di instabilità. Si allega per completezza l'elaborazione grafica prodotta dal software delle verifiche di resistenza:



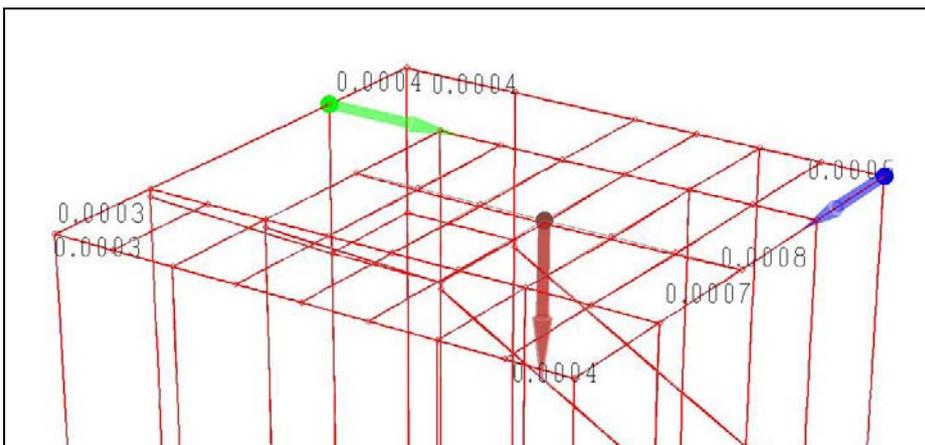
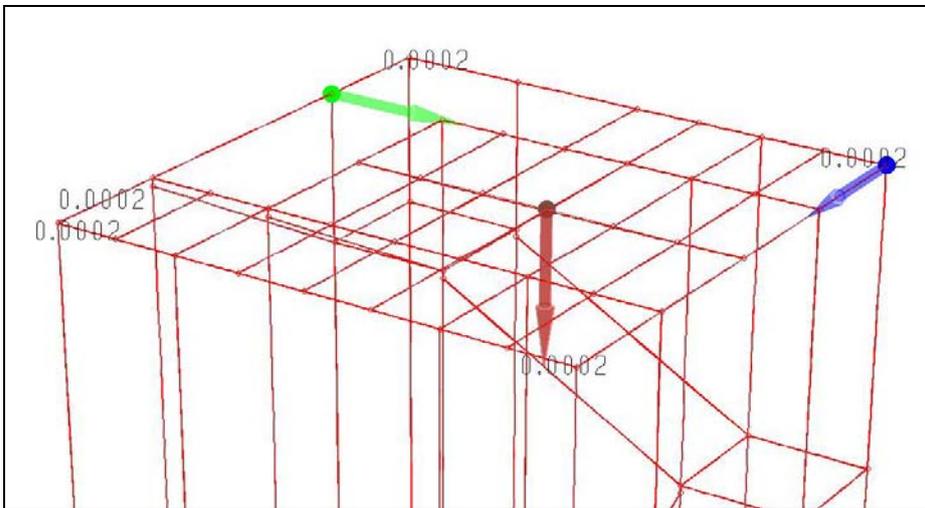
Da questa rappresentazione è evidente (com'era prevedibile) come i punti critici siano i pilastri, essendo la struttura molto alta e poco controventata.

## 8 DEFORMAZIONI STRUTTURALI

STATI LIMITE IN ESERCIZIO:

per la verifica degli stati limite si scelgono le combinazioni caratteristiche (rara, frequente e quasi permanente) e si controllano le massime deformazioni.

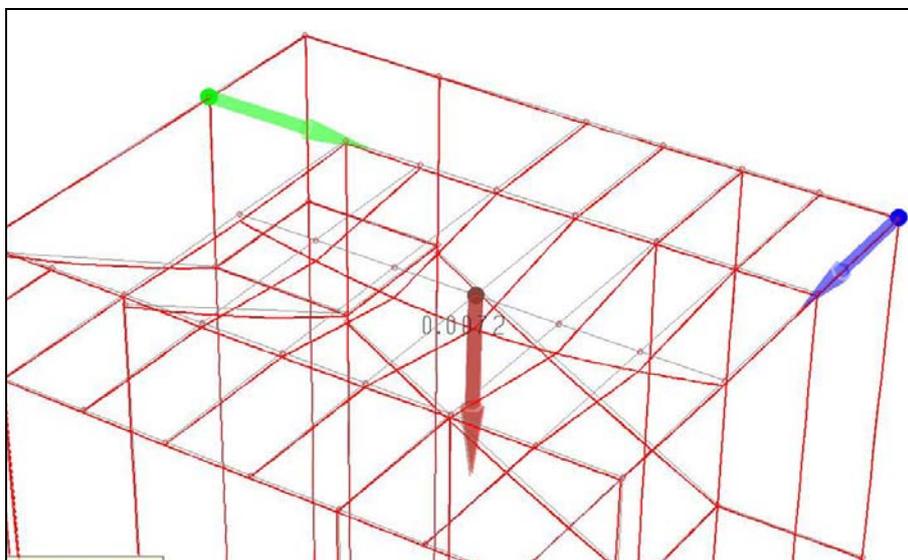
Si sceglie di verificare la deformazione massima laterale della struttura. Si allegano quindi le elaborazioni grafiche con attive le combinazioni “frequente SLE” e anche “statica SLU”.



In entrambi i casi risultano le deformazioni minori di  $\Delta / H$  che per gli edifici multipiano è considerato  $1/500$ , ovvero  $0.04$  mt.

**VERIFICATO**

Volendo analizzare anche una deformazione verticale, si sceglie la trave HEB 200 del belvedere già verificata per la resistenza.



Anche in questo caso la deformazione risulta minore di  $\delta_{\max} / L$  che per le travi dei solai è  $1/250$ , ovvero in questo caso  $0.02$  mt.

## **VERIFICATO**

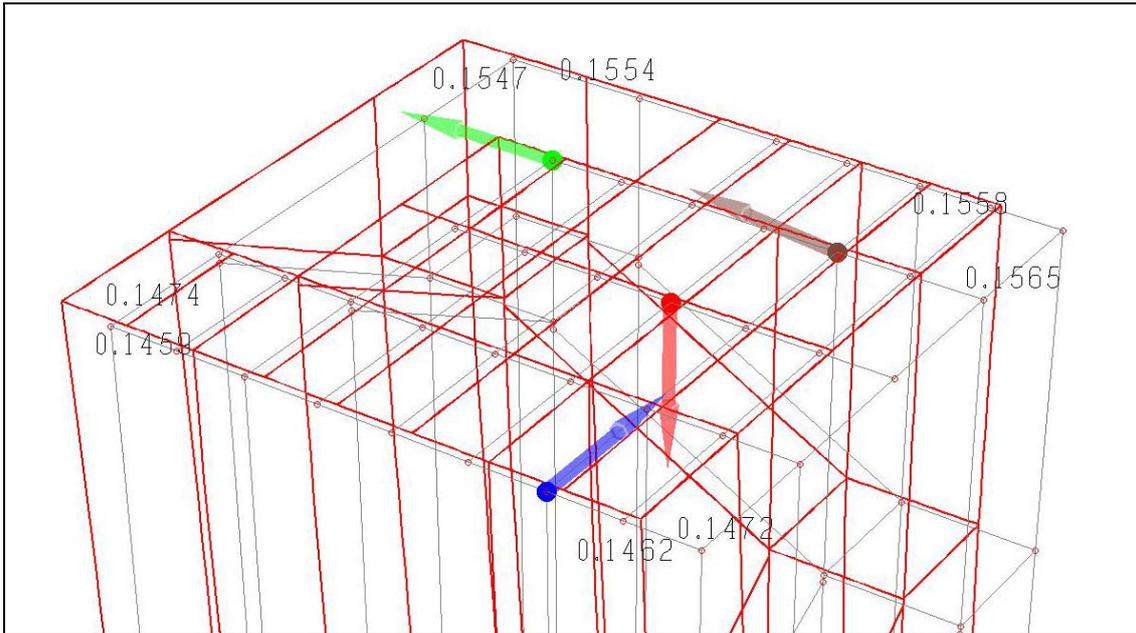
### DEFORMAZIONI PER FORZE SISMICHE:

particolare importanza risiede nella valutazione delle deformazioni laterali per via di un attacco sismico. Questo in quanto è bene ricordare che la struttura è interna ad un'altra, e che la struttura esterna, come ben visto nelle relazioni iniziali, risentirebbe in maniera molto grave di un martellamento violento soprattutto poi nella parte alta.

La distanza con la quale si scosta il perimetro esterno della scala, rispetto il perimetro interno della torre, è di  $31$  cm.

Si deve quindi progettare la struttura interna in modo che le massime deformazioni non “tocchino” le minime (massime cambiate di segno) della torre.

Si allegano quindi i dati della massima deformazione, ottenuti dalla combinazione  $03Ex + Ey$  in senso orario.

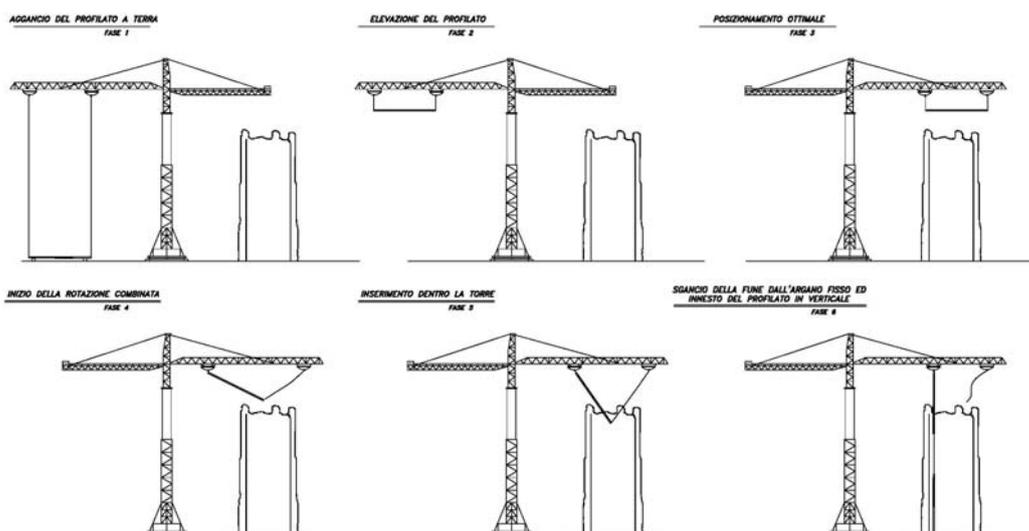


La massima deformazione laterale è circa 15 cm, ed è ritenuta soddisfacente in quanto pari circa alla metà di 31 cm di margine. E' infatti da ritenersi che se la struttura metallica così configurata si deforma di 15 cm, quella in muratura difficilmente possa avvicinarsi a tale valore, essendo molto più rigida e meno deformabile.

## ***9 PIANO DI COSTRUZIONE DELLA STRUTTURA***

Vista la particolarità dell'opera è prevista una particolare installazione delle pilastrate. Nella tavola tecnica è esplicitata una possibile soluzione all'inserimento delle pilastrate nella parte superiore della torre.

Si prevede (previa verifica tecnica con gli esperti tecnici delle autogru) l'installazione di un verricello alla fine del braccio della gru. Tale verricello terrà in orizzontale il pilastro fin tanto che non entrerà dentro la torre, momento in cui la fune si potrà muovere (insieme alla parte mobile della gru) per "raddrizzare" il profilato.



## ***10 PIANO DI MANUTENZIONE***

Il piano di manutenzione per una struttura a gradini in legno risulta un elemento caratterizzante non trascurabile, non solo ai fini estetici ma anche ai fini di sicurezza.

Il legno è un materiale che cambia notevolmente il suo stato tensionale in funzione del tempo e ma soprattutto del tipo di esposizione a cui è esposto. Tali elementi quindi dovranno avere un trattamento di verniciatura adatto a sopportare forti esposizione all'umidità ed agli sbalzi termici.

Sarebbe bene predisporre controlli annuali delle tavole che formano i gradini.

La protezione delle membrature e dei collegamenti è garantita oltre che dalla torre stessa, anche dalla chiusura superiore a cerniera predisposta nel piano belvedere (vedi tavola di progetto); in questo modo si tende a proteggere il più possibile l'opera anche da inconvenienti estetici come ossidazioni e ruggini.

## ***CONCLUSIONI FINALI***

L'idea, di dare nuova vita ad un costruzione antica e fatiscente ma pur sempre spettacolare ed imponente come la Torre dell'Usolino, è possibile.

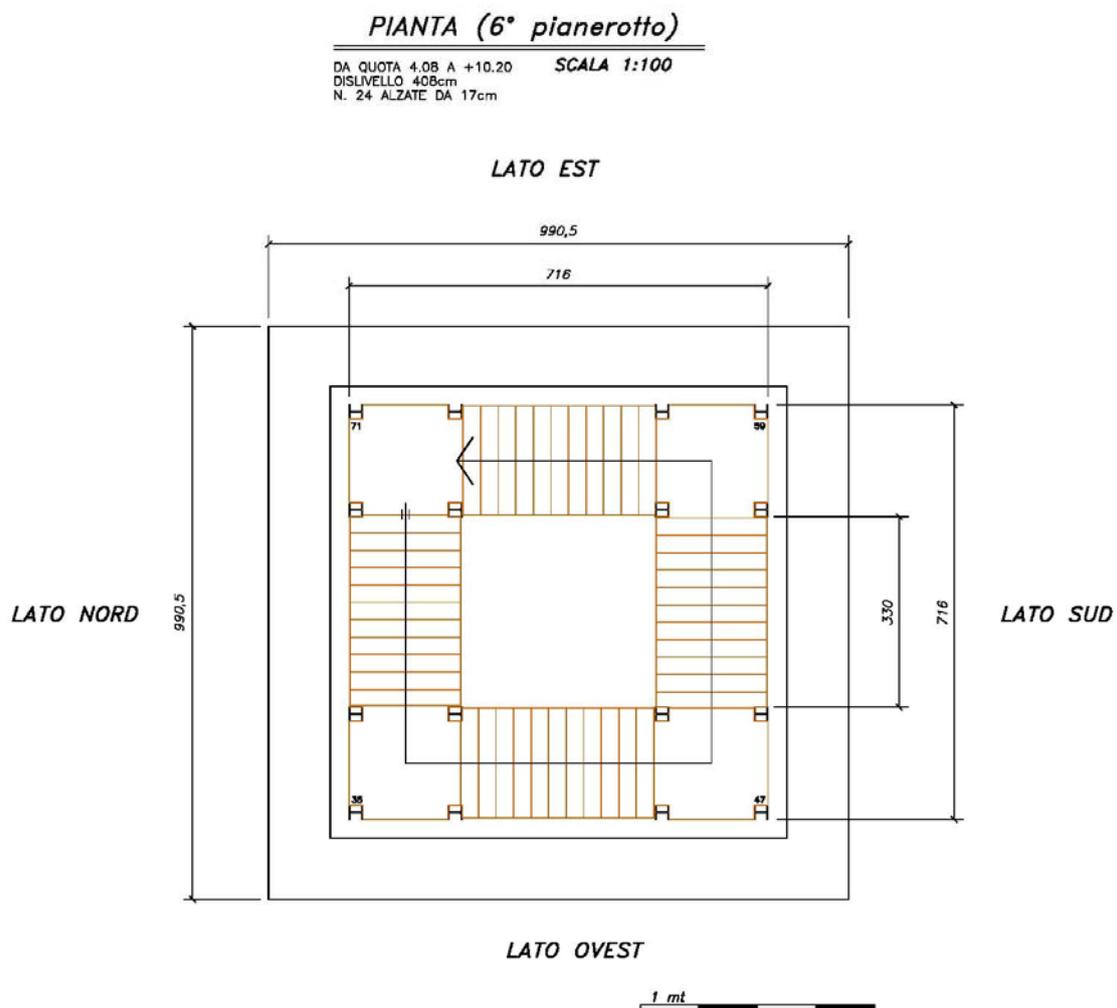
Il recupero ed il restauro è, a mio avviso, il futuro dell'edilizia moderna, troppo concentrata in passato a cementificare per fini prettamente economici, dimenticandosi dell'immenso patrimonio culturale architettonico che possiede il nostro paese.

Ridare vita ad una costruzione antica, non vuol dire snaturarne l'dea originaria, falsarne i contenuti, con materiali non idonei o scelte progettuali improprie, alterare il suo percorso storico che oggi l'ha portata fino a noi, ma vuol dire il più delle volte semplicemente renderla agibile (curando soprattutto la parte sismica) per una nuova fruibilità ed uso della collettività in genere, pubblica o privata che sia.

## ***DISEGNI TECNICI DI PROGETTO***

Come detto all'inizio di questo sunto, tale trattazione è un riassunto della tesi, in cui vi sono esplicitati tutti i calcoli strutturali, compresa la progettazione e verifica delle giunzioni strutturali.

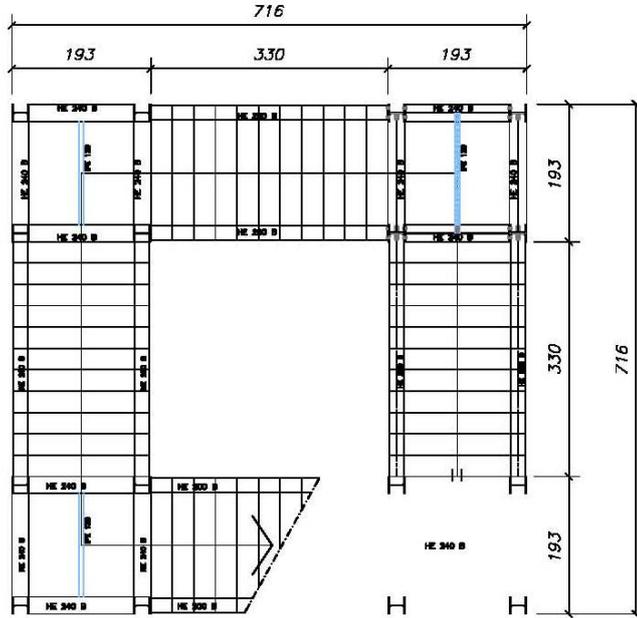
Si decide perciò di riportare solo i disegni tecnici, in modo che si possa apprezzare in maniera rapida ed intuitiva ciò che è stato pensato, calcolato, verificato.



Pianta “tipo” scala.

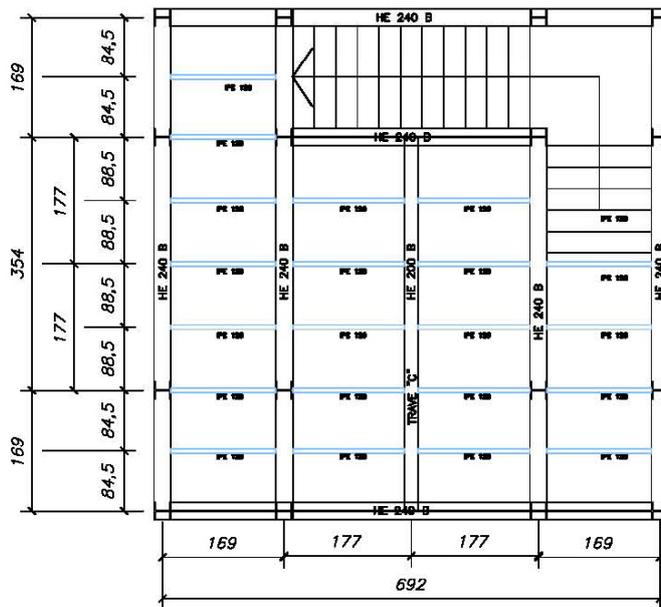
# IMPALCATO TIPO

SCALA 1:100



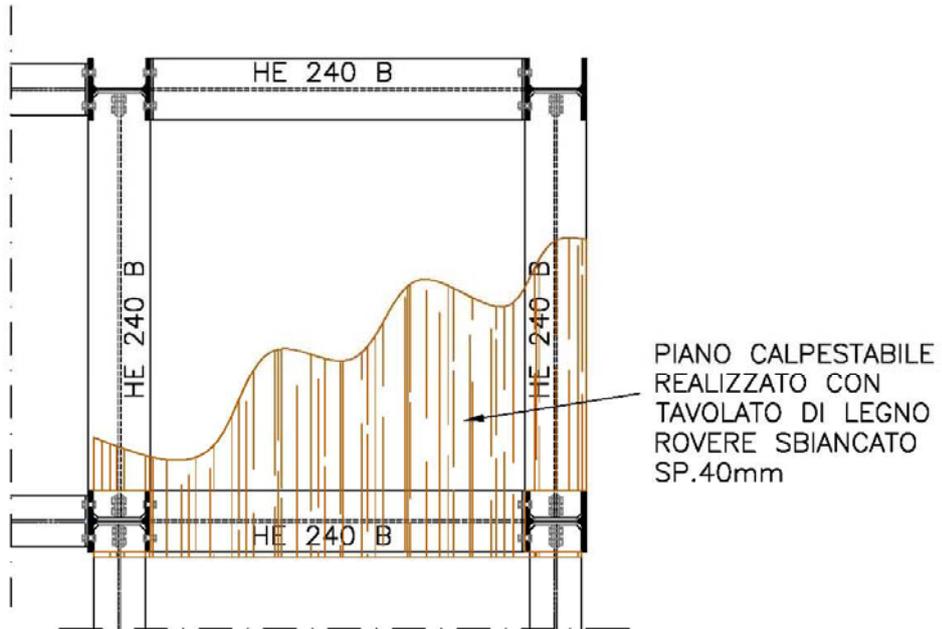
# IMPALCATO SOLAIO BELVEDERE

SCALA 1:100



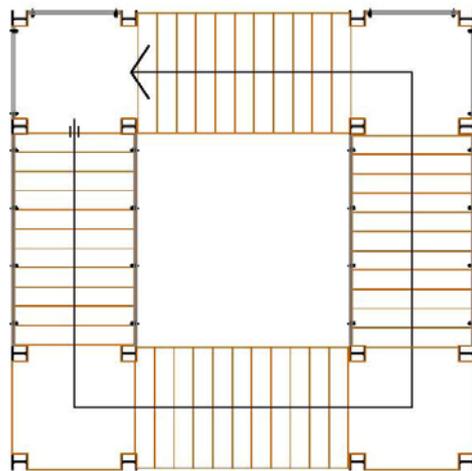
PARTICOLARE DEL PIANEROTTOLO

SCALA 1:25



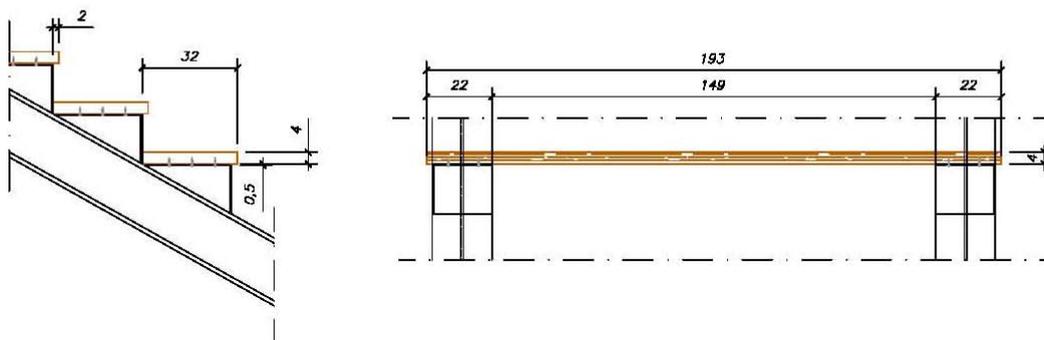
PIANTA CON ATTACCHI COLONNE DEL CORRIMANO

SCALA 1:100



GRADINO REALIZZATO CON TAVOLATO DI LEGNO ROVERE SBIANCATO SP.40mm,  
FISSATO IN POSA CON VITI HBS AD ESTRAZIONE FILETTATE.

IL GRADINO POGGIA SU UN PROFILATO REALIZZATO SU MISURA IN  
CARPENTERIA GIA' SALDATO E VERNICIATO SUI COSCIALI



IMMAGINI RAPPRESENTATIVE DEL TIPO DEL PROFILI DA UTILIZZARE SULLA  
TORRE, SIA PER QUANTO RIGUARDA I GRADINI, CHE IL CORRIMANO IN ACCIAIO



VEDUTA GENERALE DI UNA SCALA SIMILE  
A QUELLA DI PROGETTO



PARTICOLARE DEL CORRIMANO



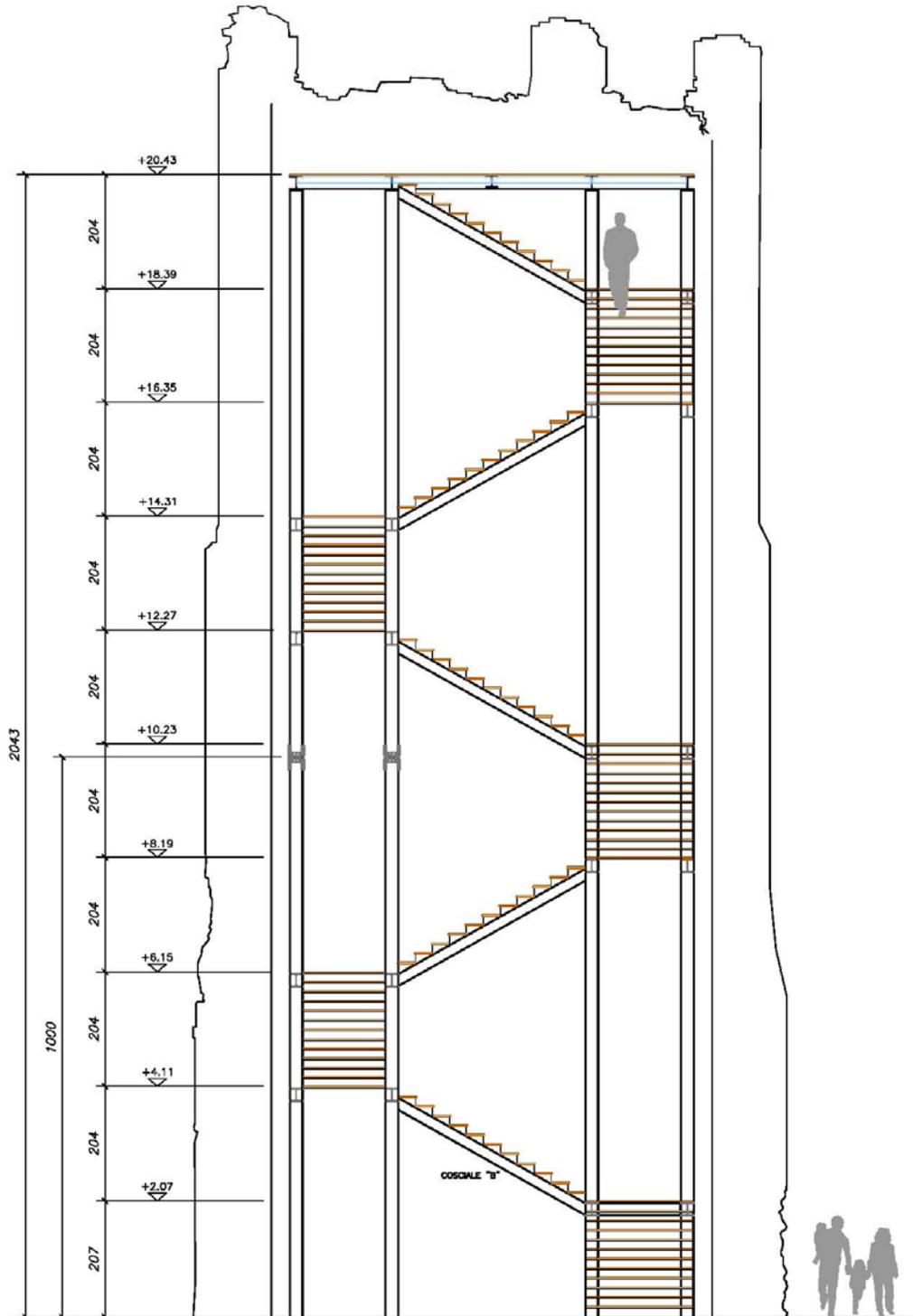
PORTE INFERIORE DEL CORRIMANO



FISSAGGIO DEL CORRIMANO AL GRADINO

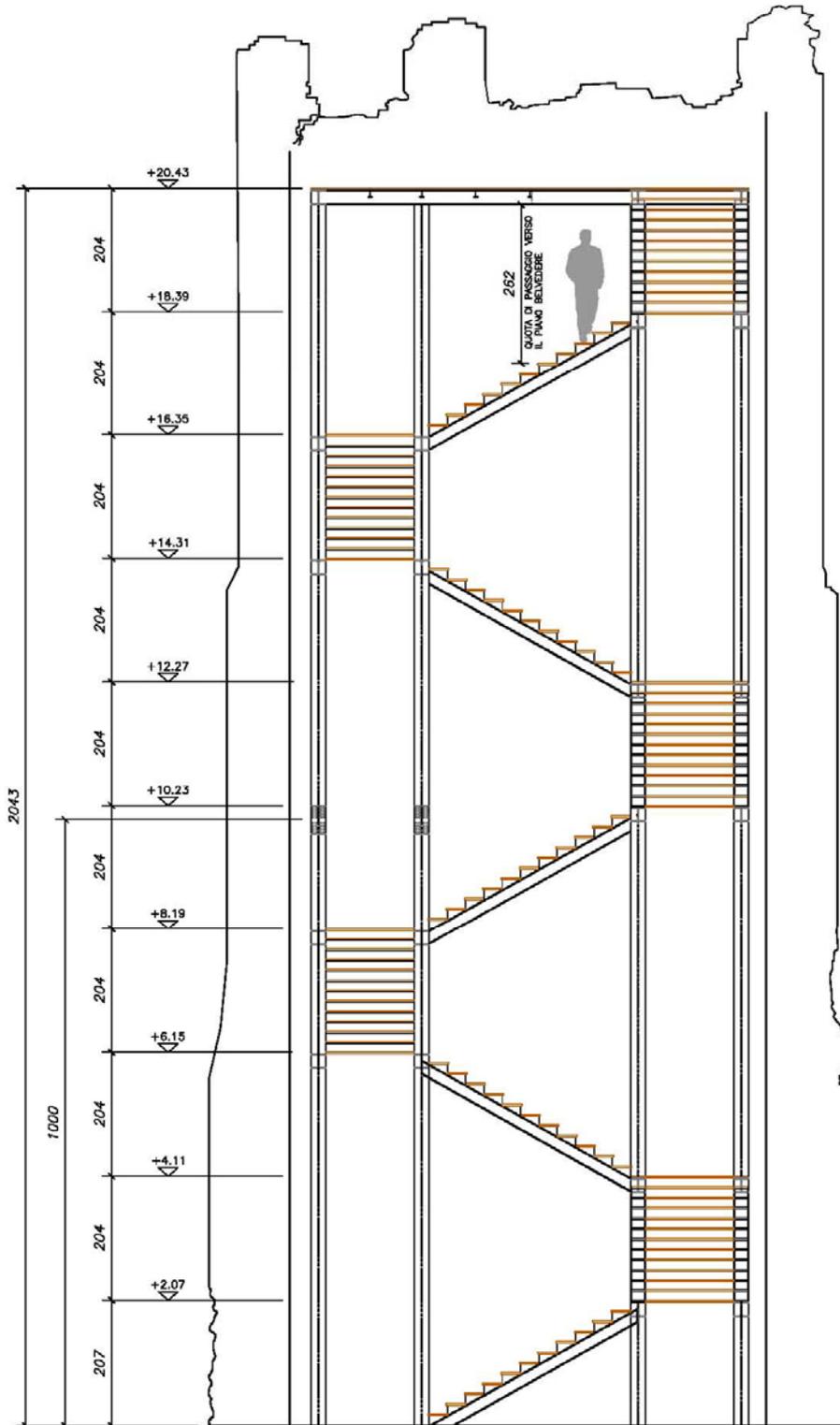
VISTA DAL LATO OVEST

SCALA 1:100



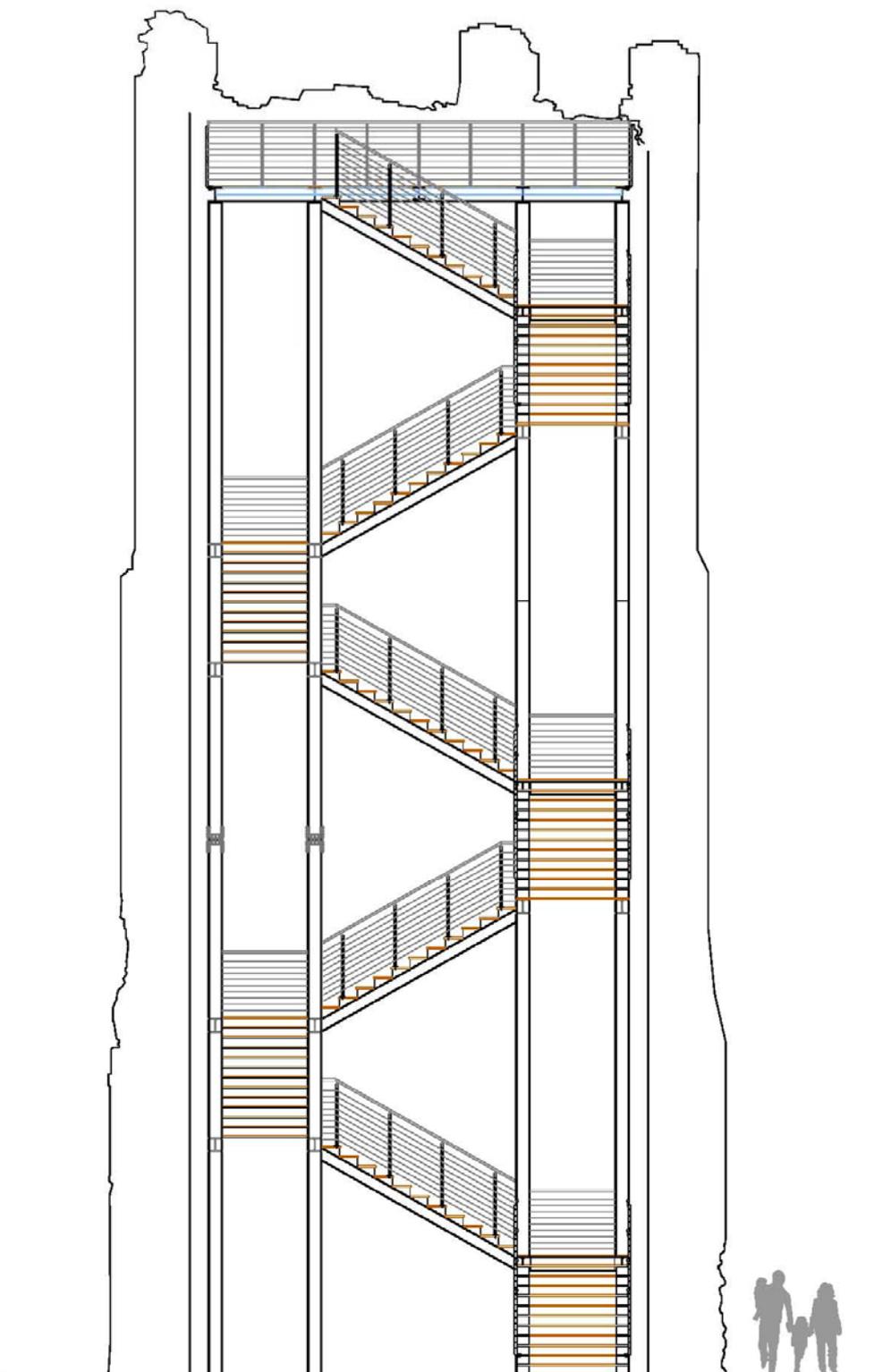
VISTA DAL LATO SUD

SCALA 1:100

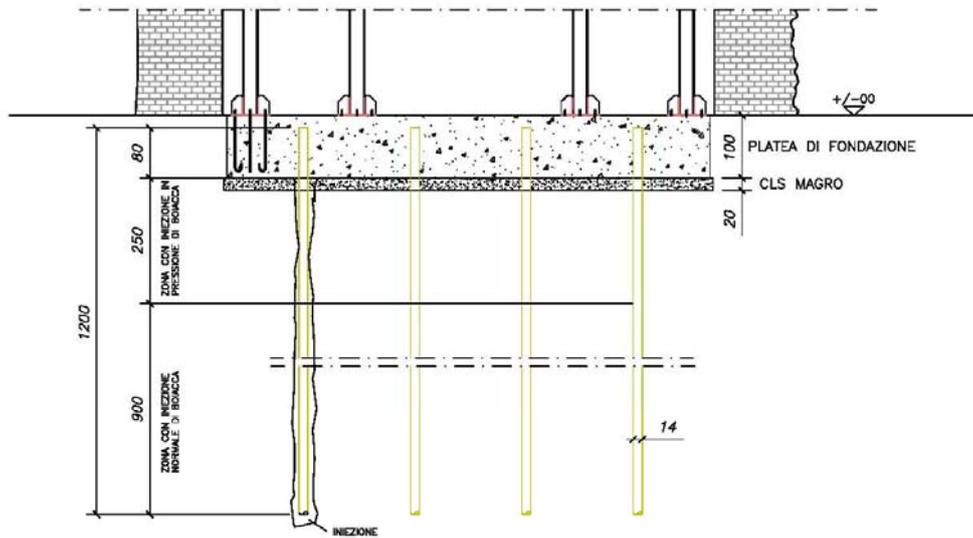


*VISTA DAL LATO OVEST  
CON INSERIMENTO DEL CORRIMANO*

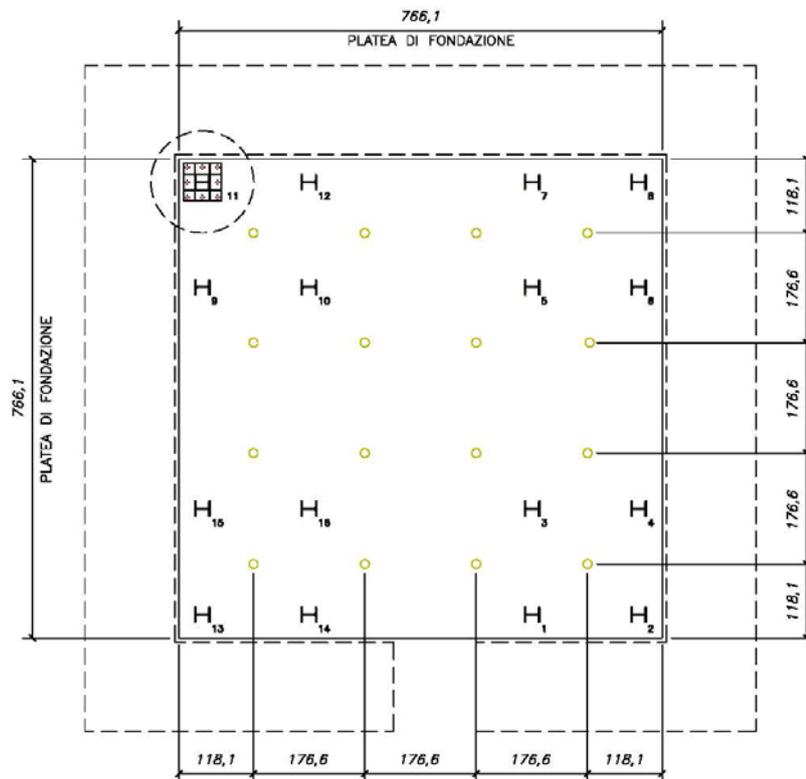
*SCALA 1:100*



**SEZIONE VERTICALE  
APPARATO DI FONDAZIONE**



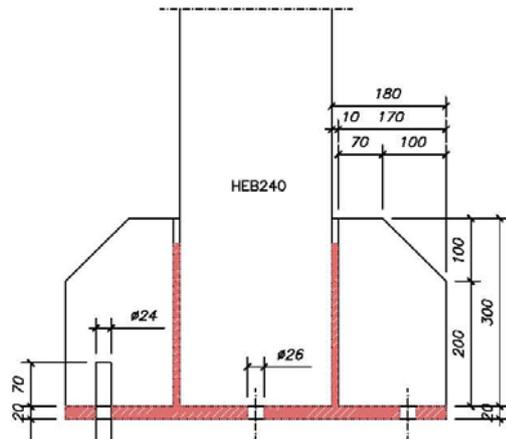
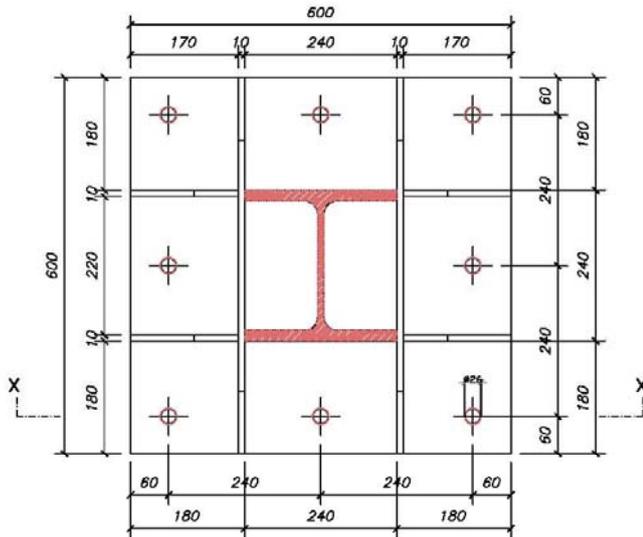
**PIANTA BASAMENTO E MICROPALI**



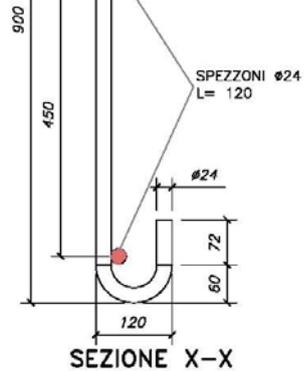
**PARTICOLARE PIASTRE DI BASE COLONNE**

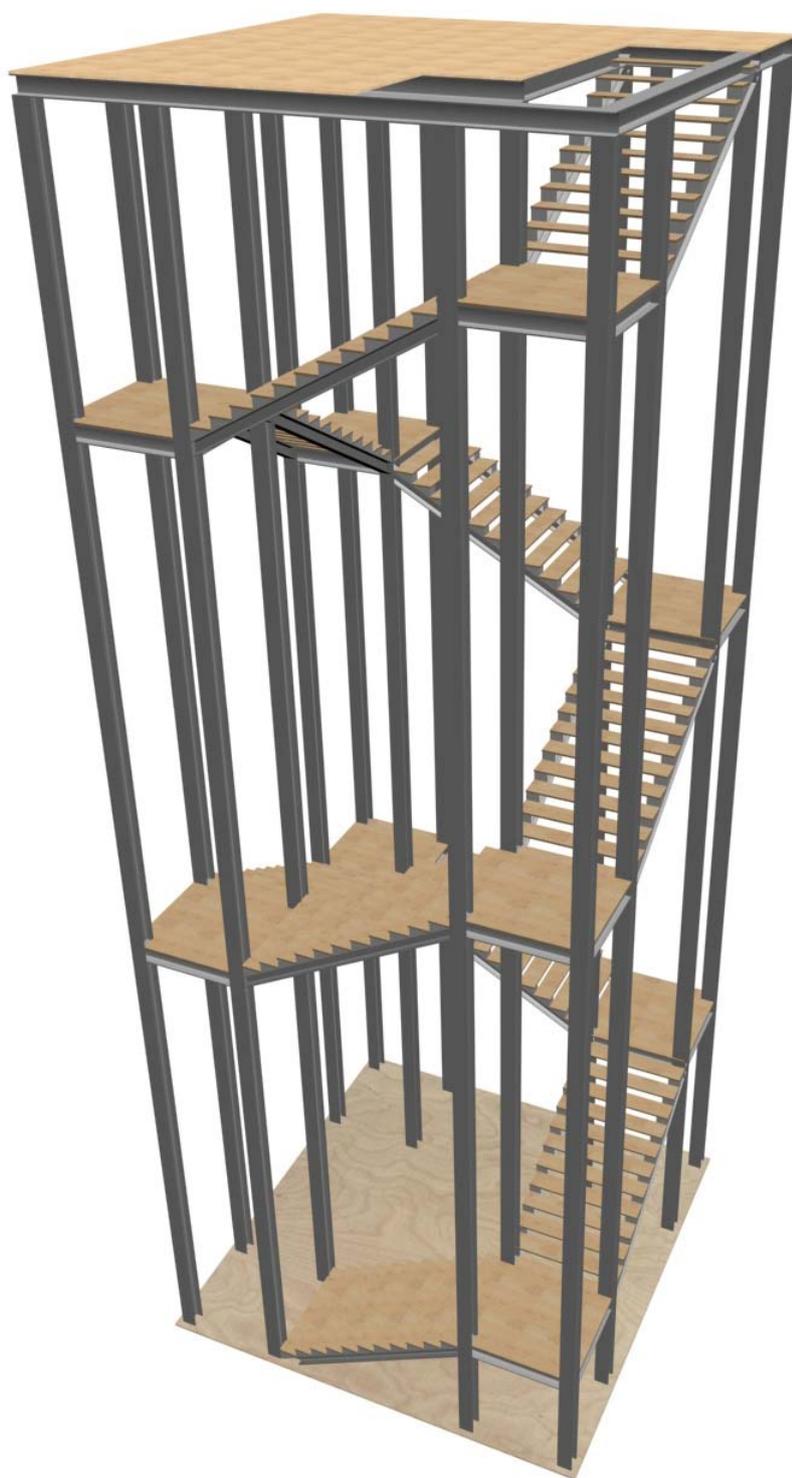
MISURE IN mm

SCALA 1:5

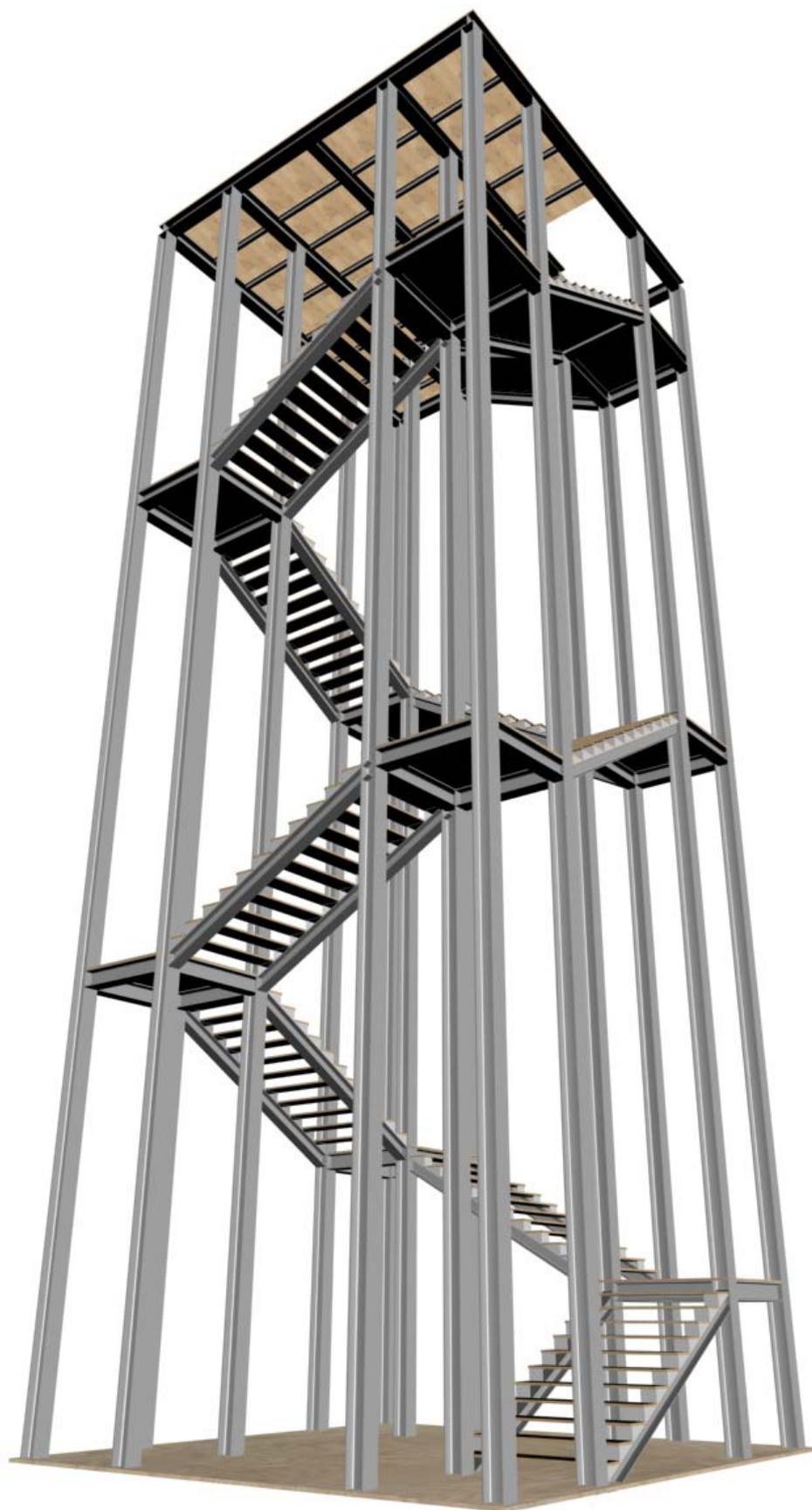


PIASTRA DI BASE COLONNE:  
 Materiale profilo HEB240 Fe360  
 Materiale piastra Fe360  
 Tirafondi diametro 24 materiale Fe360  
 (diametro fori 26mm)





Ricostruzione tridimensionale della scalinata.



## ***BIBLIOGRAFIA***

[1] "Il sistema difensivo bolognese in base agli statuti comunali dei secoli XIII – XV" di

Alberto Monti

[2] "Ferrara ed i terremoti", convegno del 12 Febbraio 1993 dell'ordine dei Geologi di

Ferrara

[3] [4] [5] "Atlante del restauro", di G. Carbonara