



CITTA' DI TORINO

DIREZIONE EDIFICI MUNICIPALI, PATRIMONIO E VERDE
SERVIZIO EDIFICI MUNICIPALI

RESTAURO MURAZZI DEL PO
INTERVENTI DI SISTEMAZIONE MANUFATTI ESTERNI
(cod. opera 4110)



Progetto architettonico: arch. Dario SARDI
arch. Cristina BANFO
arch. Eleonora MANFREDI

Progetto strutturale: ing. Stefano MELUZZI
CMC Ingegneri Associati
via della Rocca 15, Torino

Collaboratore: geom. Fabrizio NEGRO

Coordinatore per la Sicurezza: ing. Alberto VESPA

*Responsabile del procedimento
e Dirigente Settore Tecnico:* arch. Dario SARDI

PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO					NOME-FILE	Scala Plot
RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO STRUTTURALE					SCALA	
					-	
REV	MODIFICHE	DATA	DISEGNATO	CONTROLLATO	ELABORATO ST-REL	
0	EMISSIONE	luglio 2015				
1						
2						
3						
4						

INDICE

1.	Premessa	pag. 2
2.	Normative e riferimenti	pag. 3
3.	Descrizione degli interventi	pag. 4
4.	Materiali	pag. 10
5.	Analisi dei carichi	pag. 14
6.	Valutazione della sicurezza	pag. 16
7.	Interventi locali	pag. 17

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la descrizione degli interventi, le analisi dei carichi, le analisi delle sollecitazioni e le verifiche di sicurezza relative al progetto esecutivo strutturale delle opere di consolidamento statico e messa in sicurezza nell'ambito degli interventi di restauro e sistemazione dei manufatti esterni dei Murazzi del Po codice opera 4110, che interessa le balaustre e le due scalinate presenti tra Ponte Vittorio Emanuele I e Ponte Umberto I.

Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche si rimanda alle indicazioni contenute di seguito nel presente documento e negli elaborati grafici di progetto.

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

- a) Legge 5 novembre 1971 n.1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”
- b) Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- c) Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008

3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Gli interventi di consolidamento strutturale previsti nel presente progetto, scaturiti da vari fattori quali l'adeguamento alle norme tecniche vigenti di tipo strutturale per quanto riguarda i carichi accidentali ed i coefficienti di sicurezza, il recupero del degrado e dei dissesti ormai presenti sui beni in esame e provocati dall'età e dalla mancanza di manutenzione, sono dettagliati negli elaborati grafici di progetto e si distinguono in tre principali categorie di intervento:

- a) consolidamento e messa in sicurezza dei gradini e dei pianerottoli costituenti gli scaloni in testa a Via dei Mille (scala A) ed a Via Giolitti (scala B);
- b) parziale sostituzione e consolidamento delle balaustre delle balconate esistenti nel tratto del lungo Po Armando Diaz e nei due scaloni monumentali;
- c) interventi locali atti a ripristinare la continuità strutturale degli elementi in pietra e/o in muratura esistenti;

Le modalità di intervento nelle varie zone ed in funzione della effettiva situazione sono di seguito descritte.

a) Scalone monumentale – adeguamento statico dei gradini e pianerottoli

Per il consolidamento delle gradinate e del sottoscala dei due scaloni monumentali si prevedono le seguenti attività di intervento:

1. Pulizia elementi lapidei costituenti i gradini e cornici laterali in pietra (vedi specifiche di dettaglio progetto di restauro)
2. Per gli elementi lesionati, ripristino della continuità dei blocchi di pietra che costituiscono i gradini ed i pianerottoli con consolidamento strutturale mediante preventivo riallineamento degli stessi, ove necessario, successive microperforazioni trasversali passanti nella lesione ed iniezione di resine epossidiche bicomponenti a bassissima viscosità, fino a rifiuto. Per i gradini che presentano parti mancanti, ricostruzione delle stesse con inserimento di tasselli in materiale lapideo avente caratteristiche tipologiche e cromatiche analoghe ai gradini esistenti.
3. tracciamento generale di verifica del sistema di consolidamento della scala mediante carpenteria metallica posta in contrasto all'intradosso;

4. predisposizione in officina della carpenteria metallica, da realizzarsi in acciaio zincato, sulla base del progetto esecutivo e delle successive verifiche e tracciamenti in sito;
5. preparazione del ponteggio con piani di lavoro di forma e dimensioni adeguate ad operare in sicurezza e per consentire la movimentazione ed il montaggio della carpenteria metallica;
6. posa in opera provvisoria mediante puntellatura dei cosciali di presidio delle rampe, ottimizzando al minimo gli spessoramenti di malta previsti;
7. tracciamento delle travi principali e predisposizione dei fori per l'ancoraggio delle piastre di appoggio;
8. posa in opera delle travi principali ed ancoraggio mediante tasselli ed ancoranti chimici;
9. sigillatura e spessoramento delle piastre di ancoraggio delle travi principali;
10. messa in contrasto e serraggio dei cosciali di presidio delle rampe sulle travi principali;
11. sigillatura e spessoramento degli elementi di appoggio finale dei gradini e dei pianerottoli;

b) Balaustre delle balconate e degli scaloni – interventi tipo 1, 2, 3 e 4

SMONTAGGIO BALAUSTRE (*interventi tipo 1, 2 e 4*)

1. Predisposizione apprestamenti di sicurezza (vedi dettaglio piano di sicurezza)
2. Rimozione delle eventuali opere provvisionali in metallo installate per messa in sicurezza delle parti pericolanti e/o mancanti
3. Numerazione e classificazione con orientamento dei singoli elementi costituenti le balaustre (cimase, colonnine, basamenti, ecc.)
4. preventiva imbragatura in più punti e messa in tiro della cimasa ed interventi di microdemolizione delle zone di collegamento tra le cimase di coronamento superiore delle balaustre ed i pilastrini laterali, in maniera da facilitare il distacco tra gli stessi, con eventuale taglio delle zanche in ferro presenti
5. interventi di microdemolizione delle zone di collegamento tra le cimase di coronamento superiore delle balaustre e le colonnine, con l'eliminazione delle malte presenti sulle superfici di ancoraggio alla sommità del capitello ed in corrispondenza dei rispettivi vani realizzati nelle cimase

6. Sollevamento e smontaggio blocchi di pietra costituenti le cimase superiori mediante l'utilizzo di mezzo meccanico per il sollevamento degli elementi
7. Trasposto degli elementi rimossi nell'ambito del cantiere nella zona di intervento
8. Imbragatura delle colonnine e dei pilastrini (ove previsto) esistenti e messa in tiro
9. Rimozione delle eventuali ulteriori opere provvisoriale in metallo installate per messa in sicurezza delle parti pericolanti e mancanti (parti non ancora rimosse, mantenute in opera al fine di garantire la stabilità delle colonnine)
10. interventi di microdemolizione della zona di contatto tra le colonnine ed il basamento lapideo sottostante in modo di facilitare il distacco tra i diversi elementi, con l'eliminazione delle malte presenti sulle superfici di ancoraggio al piede delle colonnine ed in corrispondenza dei rispettivi vani realizzati nel basamento
11. Sollevamento delle colonnine e dei pilastrini (ove previsto) e trasposto nell'ambito del cantiere nella zona di intervento. Valutazione stato di conservazione e cernita degli elementi per i quali prevedere il recupero
12. Trasporto in discarica delle colonnine danneggiate, degradate o comunque considerate non recuperabili dalla DL
13. Trasporto nell'ambito del cantiere nella zona dedicata alle lavorazioni delle colonnine riutilizzabili

LAVORAZIONI PER INTEGRAZIONE PARTI MANCANTI E MESSA A NORMA BALAUSTRATE (*interventi tipo 1, 2, 3 e 4*)

14. produzione nuove colonnine in pietra di Saltrio o similare per sostituzione elementi mancanti, lesionati o gravemente deteriorati, aventi morfologia, dimensioni e caratteristiche cromatiche analoghi a quelle preesistenti. Tali colonnine dovranno inoltre essere dotate di incavi alla base ed in sommità per l'eventuale successivo alloggiamento dei perni atti a solidarizzare le colonnine con la cimasa ed il basamento
15. produzione, ove previsto, di elementi per cimase o pilastrini in pietra in Gneiss di Borgone, aventi disegno, dimensioni e colorazione analoghi a quelle preesistenti, per sostituzione elementi mancanti

LAVORAZIONI SU ELEMENTI BALAUSTRATE ESISTENTI (*interventi tipo 1, 2, 3 e 4*)

Cimase di coronamento superiore in gneiss di Borgone

16. Pulizia elementi lapidei smontati in loco con rimozione degli elementi di malta superficiali e/o dei perni ed ancoraggi preesistenti (vedi dettaglio progetto di restauro)
17. Recupero di eventuali elementi lapidei precedentemente rimossi e attualmente conservati dal Committente
18. Per gli elementi rotti e scollegati, riassetto delle porzioni di cimasa previo intervento di consolidamento strutturale mediante perforazioni allineate sulle due superfici di contatto, successivo inserimento di barre filettate in acciaio inox inghisate con resina epossidica e contemporaneo incollaggio dell'intera superficie di contatto mediante specifica resina bicomponente (*intervento 1 e 3*)
19. Per gli elementi lesionati, ripristino della continuità della cimasa con consolidamento strutturale mediante microperforazioni trasversali passanti nella lesione e successiva iniezione di resine epossidiche bicomponenti a bassissima viscosità, fino a rifiuto (*intervento 1*)
20. Per i soli elementi ove previsto in progetto, formazione di fori tramite perforazioni a sola rotazione sul lato inferiore delle cimase ed inserimento delle barre filettate in acciaio inox nei fori predisposti per la solidarizzazione con le colonnine e sigillatura dei fori con resina epossidica bicomponente superfluida (*intervento 1, 3 e 4*)

Colonnine in pietra di Saltrio o similare

21. Pulizia degli elementi per i quali è previsto il recupero, mediante applicazione di un prodotto specifico per la rimozione della patina biologica e la successiva rimozione meccanica con spazzole. Ricostruzione, ove si renda necessario, delle parti di colonnina mancanti sia nel capitello, sia nel fusto con applicazione di impasto a base di calce idraulica naturale (vedi dettaglio progetto di restauro)
22. applicazione di trattamento consolidante sulla superficie delle colonnine e successiva applicazione di prodotto idrorepellente traspirante a componente polisilossanica per la protezione dall'acqua e dagli agenti atmosferici (vedi dettaglio progetto di restauro)
23. Per i soli elementi ove previsto in progetto, formazione di incavi alla base ed in sommità delle colonnine ed inserimento di barre filettate in acciaio inox nei fori predisposti alla base per la solidarizzazione delle stesse con il basamento e

sigillatura dei fori con resina epossidica bicomponente superfluida (*intervento 1, 3 e 4*)

Pilastrini dello scalone monumentale (*intervento 4*)

24. Trattamento di pulizia mediante idropulitura con acqua a bassa pressione o nebulizzata e con detergenti neutri (vedi dettaglio progetto di restauro)
25. Interventi di ricostruzione di piccole parti mancanti e sigillatura fori presenti su alcuni di essi (integrazioni con inserti di materiale lapideo o malte)
26. Formazione di incavi alla base ed in sommità dei pilastrini per il successivo alloggiamento delle barre filettate in acciaio inox atti a solidarizzare gli stessi con la cimasa ed il basamento (incavi doppi per gli elementi in corrispondenza dei giunti di cimase e basamenti)
27. Inserimento di barre filettate in acciaio inox nei fori predisposti alla base dei pilastrini per la solidarizzazione degli stessi con il basamento e sigillatura dei fori con resina epossidica bicomponente superfluida

LAVORAZIONI DA ESEGUIRSI IN SITO PER IL RIASSEMBLEGGIO DELLE BALAUSTRE (*interventi tipo 1, 2, 3 e 4*)

28. Riallineamento, ove necessario, dei pilastrini in pietra esistenti in loco e trattamento di pulizia degli stessi. Eventuali interventi di ricostruzione di piccole parti mancanti e sigillatura fori presenti su alcuni di essi mediante integrazioni con inserti di materiale lapideo o malte (vedi dettaglio progetto di restauro)
29. Realizzazione degli ancoraggi delle balaustre mediante perforazioni ad angolazione prefissata con carotatrice su slitta ad avanzamento manuale, inserimento di barre filettate in acciaio inox e realizzazione dell'ancoraggio attivo, mediante bullonatura, o passivo, mediante colatura di malta fluida espansiva dal basso verso l'alto, compresa ove previsto la posa in opera dei profili ad L, piastre, contropiastre e relative chiodature di collegamento (*interventi tipo 1, 2, 3 e 4*)
30. Predisposizione delle grappe di ancoraggio, ove previsto, con barre filettate in acciaio inox ancorate in fori nei pilastrini per la solidarizzazione degli stessi con le cimase al fine di aumentare la tenuta della balaustra alle spinte orizzontali
31. Pulizia della pietra e formazione di fori mediante perforazioni a sola rotazione sul lato superiore del basamento lapideo per il successivo alloggiamento delle colonnine (*interventi tipo 1, 3 e 4*)

32. Riposizionamento dei pilastri e delle colonnine e, ove previsto, inserimento delle barre filettate in acciaio inox fissate alla base degli stessi negli incavi predisposti nel basamento lapideo e successiva sigillatura con resina epossidica bicomponente superfluida (*interventi tipo 1, 2, 3 e 4*)
33. Riposizionamento delle cimase complete, ove previsto, delle impernature di collegamento (*interventi tipo 1, 2, 3 e 4*) (movimentazione delle stesse con apposito mezzo dotato di braccio di sollevamento previa debita imbragatura in più punti e messa in tiro), previo riempimento con malta ad elevate prestazioni meccaniche degli incavi realizzati sulla parte superiore delle colonnine, dove all'atto del riposizionamento della cimasa verranno inseriti i perni metallici preventivamente fissati sul lato inferiore delle cimase stesse
34. Formazione di sigillature dei giunti di contatto tra cimase e pilastri lapidei con malta ad elevate prestazioni meccaniche
35. Sigillatura degli spazi residuali fra colonnine e cimasa / colonnine e basamento con malta ad elevate prestazioni meccaniche

c) Interventi locali di consolidamento con ripristino della continuità strutturale

Sulla base dell'effettivo stato di degrado e dissesto, in concomitanza degli interventi sopra descritti si prevedono interventi locali di varia natura atti a garantire il ripristino della continuità degli elementi danneggiati o lesionati, in particolare:

1. Per gli elementi lapidei rotti e scollegati, riassetto mediante intervento di consolidamento strutturale con perforazioni allineate sulle due superfici di contatto, successivo inserimento di barre filettate in acciaio inox inghisate con resina epossidica e contemporaneo incollaggio dell'intera superficie di contatto mediante specifica resina bicomponente
2. Per gli elementi lapidei lesionati, ripristino della continuità delle cimase, dei gradini e dei pianerottoli con consolidamento strutturale mediante microperforazioni trasversali passanti nelle lesioni e successiva iniezione di resine epossidiche bicomponenti a bassissima viscosità, fino a rifiuto
3. intervento di consolidamento della muratura esistente mediante ricostruzione del tessuto murario con la tecnica del cuci e scuci, da realizzare su muratura in mattoni pieni e/o pietrame

4. intervento di consolidamento della muratura esistente mediante la tecnica delle iniezioni a bassa pressione di legante idraulico fillerizzato superfluido, resistente ai sali, a base di calce ed eco-pozzolana

4. MATERIALI

In base a quanto previsto dalle attuali normative in relazione ai materiali previsti in progetto ed a quelli esistenti sono stati adottati i seguenti parametri meccanico deformativi con i relativi dosaggi:

Gneiss di Borgone

L'esame degli elementi lapidei esistenti realizzati in gneiss di Borgone (cimasa e basamento delle balaustre; capitello, fusto e basamento dei pilastri; cornici e sottocornici) porta ad assumere, in accordo alle indicazioni di letteratura, per analogia con materiali simili trattati dalle norme e secondo quanto previsto per la caratterizzazione dei materiali esistenti nella Circolare esplicativa delle NTC del 2009, i seguenti parametri meccanici:

categoria	roccia metamorfica
peso specifico medio	$\gamma = 2.650 \text{ daN/m}^3$
modulo elastico secante	$E = 445.000 \text{ daN/cm}^2$
modulo elastico tangente	$E = 603.000 \text{ daN/cm}^2$
resistenza media a compressione	$f_{cm} = 800 \text{ daN/cm}^2$
resistenza media a trazione per flessione	$f_{tm} = 120 \text{ daN/cm}^2$
fattore parziale di sicurezza sul materiale	$\gamma_M = 2,0$
fattore di confidenza (per livello di conoscenza LC1)	$F_C = 1,35$
resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} = 296 \text{ daN/cm}^2$
resistenza di progetto a trazione per flessione	$f_{td} = 44,4 \text{ daN/cm}^2$

Pietra di Saltrio esistente o simile in fornitura

L'esame degli elementi lapidei esistenti realizzati in pietra di Saltrio (colonnine delle balaustre) porta ad assumere, in accordo alle indicazioni di letteratura, per analogia con materiali simili trattati dalle norme e secondo quanto previsto per la caratterizzazione dei materiali esistenti nella Circolare esplicativa delle NTC del 2009, i seguenti parametri meccanici:

categoria:	roccia sedimentaria
peso specifico medio	$\gamma = 2.500 \text{ daN/m}^3$
resistenza media a compressione	$f_{cm} = 400 \text{ daN/cm}^2$

resistenza media a trazione per flessione	$f_{tm} = 70 \text{ daN/cm}^2$
fattore parziale di sicurezza sul materiale	$\gamma_M = 2,0$
fattore di confidenza (per livello di conoscenza LC1)	$F_C = 1,35$
resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} = 148 \text{ daN/cm}^2$
resistenza di progetto a trazione per flessione	$f_{td} = 25,9 \text{ daN/cm}^2$

Muratura esistente in mattoni pieni e malta di calce

L'esame della muratura esistente porta ad assumere, per analogia con materiali simili e secondo quanto indicato nella Circolare esplicativa delle NTC del 2009, i seguenti parametri:

peso specifico medio	$\gamma = 1.800 \text{ daN/m}^3$
modulo elastico	$E = 15.000 \text{ daN/cm}^2$
modulo elastico tangenziale	$G = 5.000 \text{ daN/cm}^2$
resistenza media a compressione	$f_m = 24 \text{ daN/cm}^2$
resistenza media a taglio	$\tau_m = 0,6 \text{ daN/cm}^2$
fattore parziale di sicurezza sul materiale	$\gamma_M = 3,0$
fattore di confidenza (per livello di conoscenza LC1)	$F_C = 1,35$
resistenza di progetto a compressione	$f_d = 5,92 \text{ daN/cm}^2$
resistenza di progetto a taglio	$\tau_m = 0,148 \text{ daN/cm}^2$

Malta fluida espansiva per ancoraggi tipo Mapefill

Colore:	grigio
Tempo di lavoro:	circa 1 h a +20°C
Resistenza a compressione a 28 gg (da scheda tecnica):	700 daN/cm ²
Resistenza a trazione a 28 gg (da scheda tecnica):	90 daN/cm ²
Adesione su calcestruzzo a 28 gg (da scheda tecnica):	20 daN/cm ²
Adesione su barra inghisata (da scheda tecnica):	250 daN/cm ²

Malta ad elevate prestazioni meccaniche tipo Mape Antique strutturale NHL

Colore:	nocciola chiaro
Tempo di lavoro:	circa 1 h a +20°C
Resistenza a compressione a 28 gg (da scheda tecnica):	150 daN/cm ²

Adesione al supporto (da scheda tecnica): 7 daN/cm²

Malta tissotropica fibrorinforzata a media resistenza tipo Mapegrout T40

Colore: grigio
 Tempo di lavoro: circa 1 h a +20°C
 Resistenza a compressione a 28 gg (da scheda tecnica): 400 daN/cm²
 Resistenza a flessione a 28 gg (da scheda tecnica): 70 daN/cm²
 Adesione al supporto a 28 gg (da scheda tecnica): 20 daN/cm²

Resina epossidica bicomponente a bassissima viscosità tipo Epojet LV

Colore: giallo trasparente
 Tempo di lavoro: entro 70 min a +23°C
 Resistenza a compressione (da scheda tecnica): 700 daN/cm²
 Resistenza a trazione (da scheda tecnica): 390 daN/cm²

Adesivo epossidico bicomponente tissotropico per incollaggi tipo Adesilex PG1

Colore: grigio
 Tempo di lavoro: entro 35 min a +23°C
 Resistenza a compressione (da scheda tecnica): 700 daN/cm²
 Resistenza ad aderenza (pull out) (da scheda tecnica): 180 daN/cm²

Resina epossidica ad iniezione tipo HILTI HIT-HY 200-A

Colore: grigio
 Tempo di lavoro: circa 7 min a +20°C
 Resistenza a trazione e taglio: secondo indicazioni del produttore^(*)

(*) In funzione di: tipo di supporto, diametro e profondità del foro, distanza da bordi od altri ancoraggi, etc.

Acciaio per carpenteria tipo S 275

peso specifico medio $\gamma = 7.850 \text{ daN/m}^3$
 modulo elastico medio $E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$
 tensione di rottura caratteristica $f_{tk} \geq 4.300 \text{ daN/cm}^2$

tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 2.750 \text{ daN/cm}^2$
fattore parziale di sicurezza sul materiale	$\gamma_{M0} = 1,05$
tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = 2.619 \text{ daN/cm}^2$

Barre filettate inossidabili per cuciture di classe 6.8 con dadi, ove previsto, di classe 6

tensione di rottura	$f_{tb} \geq 6.000 \text{ daN/cm}^2$
tensione di snervamento	$f_{yb} \geq 4.800 \text{ daN/cm}^2$
fattore parziale di sicurezza sul materiale	$\gamma_{M2} = 1,25$

Bulloni e viti di classe 8.8 dadi di classe 8

tensione di rottura	$f_{tb} \geq 8.000 \text{ daN/cm}^2$
tensione di snervamento	$f_{yb} \geq 6.490 \text{ daN/cm}^2$
fattore parziale di sicurezza sul materiale	$\gamma_{M2} = 1,25$

5. ANALISI DEI CARICHIPESI PROPRI E PERMANENTI PORTATI**Balaustra tipo**

BASAMENTO IN GNEISS sez. 30 x30 cm	240	daN/m
CIMASA IN GNEISS sez. 33 x 23 cm	200	daN/m
COLONNINA IN PIETRA DI SALTRIO h = 79 cm	50	daN/cad

Pilastrino tipo 35x60

BASAMENTO IN GNEISS 38 x 63 cm h = 30 cm	190	daN/cad
FUSTO IN GNEISS 35 x 60 cm h = 79 cm	440	daN/cad
CAPITELLO IN GNEISS 45 x 70 cm h = 23 cm	<u>190</u>	<u>daN/cad</u>
Totale	<u>822</u>	<u>daN/cad</u>

Pilastrino tipo 50x60

BASAMENTO IN GNEISS 53 x 63 cm h = 30 cm	265	daN/cad
FUSTO IN GNEISS 50 x 60 cm h = 79 cm	628	daN/cad
CAPITELLO IN GNEISS 60 x 70 cm h = 23 cm	<u>256</u>	<u>daN/cad</u>
Totale	<u>1.149</u>	<u>daN/cad</u>

Scalone

GRADINI IN GNEISS 36 x 16 cm / 33 cm	465	daN/mq
PIANEROTTOLO IN GNEISS sp. 16 cm	425	daN/mq

VARIABILI**Cat. C3) - Ambienti suscettibili di affollamento privi di ostacoli per il libero movimento delle persone**

Carichi verticali uniformemente distribuiti (q_k)	5,00	kN/m ²
Carichi verticali concentrati (Q_k)	5,00	kN
Carichi orizzontali lineari (H_k)	3,00	kN/m

Coefficienti parziali per le azioni:

Tipo SLU	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_{Qi}
----------	---------------	---------------	---------------

EQU	0,9 ÷ 1,1	0,0 ÷ 1,5	0,0 ÷ 1,5
A1 STR	1,0 ÷ 1,3	0,0 ÷ 1,5	0,0 ÷ 1,5

6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per le verifiche di sicurezza è stato adottato il sistema degli stati limite.

Per quanto riguarda il dettaglio delle caratteristiche geometriche delle carpenterie e delle sezioni si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

La valutazione della sicurezza viene condotta con riferimento alla circolare esplicativa del 2009 che, al punto C 8.4.3 chiarisce che rientrano nella definizione di “*interventi locali*” gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, a condizione che l’intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidità o di peso.

Interventi di variazione della configurazione di un elemento strutturale, attraverso la sua sostituzione o un rafforzamento localizzato (ad esempio l’apertura di un vano in una parete muraria, accompagnata da opportuni rinforzi) rientrano in questa categoria a condizione che si dimostri che la rigidità dell’elemento variato non cambi significativamente e che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.

Sulla base di tali considerazioni pertanto di seguito vengono esposte le verifiche di sicurezza agli SLU e, ove necessario ed opportuno, agli SLE per le tipologie di interventi previsti.

7. INTERVENTI LOCALI

A) CONSOLIDAMENTO E MESSA IN SICUREZZA DEI GRADINI COSTITUENTI GLI SCALONI IN TESTA A VIA GIOLITTI ED A VIA DEI MILLE

Generalità

L'intervento prevede la fornitura di un sistema di cosciali e travi principali IPE 160 posto in opera all'intradosso delle scalinate esistenti. Lo spessoramento finale che garantisce la continuità strutturale tra i gradini esistenti ed il sistema di cosciali e travi metalliche è garantito da un riempimento degli spessori (circa 2 - 4 cm) mediante malta tissotropica fibrorinforzata a media resistenza tipo Mapegrout T40 della Mapei, previa messa in contrasto a forza della carpenteria metallica rispetto a gradini e pianerottoli esistenti.

Tale intervento permette di modificare lo schema statico di funzionamento degli elementi lapidei, riducendone in maniera sensibile la luce di esercizio.

Nella nuova configurazione le strutture così adeguate saranno idonee a resistere alla più gravosa delle condizioni di carico previste dalle attuali normative tecniche, che prevedono l'applicazione di un carico uniformemente ripartito di valore nominale pari a 500 daN/mq, come prescritto per ambienti suscettibili di affollamento privi di ostacoli per il libero movimento delle persone.

Verifica dei cosciali IPE 160

I cosciali maggiormente sollecitati risultano quelli inseriti al di sotto del pianerottolo intermedio. Questi lavorano con lo schema di trave semplicemente appoggiata su una luce di calcolo massima di 316 cm con una larghezza di influenza di 80 cm.

Con tali ipotesi i carichi distribuiti di progetto risultano:

$$p.p. = 16 \text{ daN/m}$$

$$perm = 465 \times 0,80 = 372 \text{ daN/m}$$

$$acc = 500 \times 0,80 = 400 \text{ daN/m}$$

Di conseguenza, le massime azioni di progetto allo SLU e deformazioni allo SLE risultano dalle seguenti espressioni:

$$M_{Ed}^+ = \frac{(1,3 \text{ p.p.} + 1,5 \text{ perm.} + 1,5 \text{ acc}) L^2}{8} = 147.138 \text{ daN cm}$$

$$V_{Ed} = 0,5 (1,3 \text{ p.p.} + 1,5 \text{ perm.} + 1,5 \text{ acc}) L = 1.863 \text{ daN}$$

$$\delta_{\max} = \frac{5 (\text{p.p.} + \text{perm.} + \text{acc}) L^4}{384 E J} = 0,56 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{5 \text{ acc } L^4}{384 E J} = 0,29 \text{ cm}$$

Le sezioni resistenti del profilo IPE 160 risultano:

Momento resistente di calcolo a flessione retta (DM 14.1.08 – 4.2.4.1.2)

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0} = 109 \times 2.750 / 1,05 = 285.476 \text{ daN cm}$$

Resistenza di calcolo a taglio (DM 14.1.08 – 4.2.4.1.2)

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 8,0 \times 2.750 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 12.097 \text{ daN}$$

Tenuto conto delle resistenze a flessione ed a taglio del profilo IPE 160, le verifiche di sicurezza risultano soddisfatte secondo le seguenti espressioni:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{147.138}{285.476} = 0,52 < 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{1.863}{12.097} = 0,15 < 1$$

La verifica degli stati deformativi per i cosciali risulta soddisfatta in quanto rispetta le seguenti condizioni:

$$\delta_{\max} = 0,56 \text{ cm} \leq \frac{L}{400} = 0,79 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0,29 \text{ cm} \leq \frac{L}{500} = 0,63 \text{ cm}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

Verifica delle travi IPE 160

Le travi maggiormente sollecitate risultano quelle in corrispondenza dei cosciali di luce maggiore. Queste lavorano con lo schema di trave semplicemente appoggiata su una

luce di calcolo di 200 cm con due carichi concentrati dovuti alle reazioni dei cosciali disposti mediamente a 50 cm dagli appoggi esterni.

Tali reazioni concentrate risultano a favore di sicurezza, pari a due volte la reazione di appoggio dei cosciali, pertanto:

$$R_{SLU} = 2 V_{Ed} = 2 \times 1.863 = 3.725 \text{ daN}$$

$$R_{SLE} = 2 V_{Ed} = 2 \times 1.245 = 2.490 \text{ daN}$$

$$R_{SLE} \text{ (solo accidentale)} = 2 V_{Ed} = 2 \times 632 = 1.264 \text{ daN}$$

Di conseguenza, le massime azioni di progetto allo SLU e deformazioni allo SLE risultano dalle seguenti espressioni:

$$M_{Ed}^+ = R_{SLU} a = 186.250 \text{ daN cm}$$

$$V_{Ed} = R_{SLU} = 3.725 \text{ daN}$$

$$\delta_{\max} = 0,23 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0,12 \text{ cm}$$

Le sezioni resistenti del profilo IPE 160 risultano:

Momento resistente di calcolo a flessione retta (DM 14.1.08 – 4.2.4.1.2)

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0} = 109 \times 2.750 / 1,05 = 285.476 \text{ daN cm}$$

Resistenza di calcolo a taglio (DM 14.1.08 – 4.2.4.1.2)

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 8,0 \times 2.750 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 12.097 \text{ daN}$$

Tenuto conto delle resistenze a flessione ed a taglio del profilato HEB 120, le verifiche di sicurezza risultano soddisfatte secondo le seguenti espressioni:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{186.250}{285.476} = 0,65 < 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{3.725}{12.097} = 0,31 < 1$$

La verifica degli stati deformativi per gli arcarecci risulta soddisfatta in quanto rispetta le seguenti condizioni:

$$\delta_{\max} = 0,23 \text{ cm} \leq \frac{L}{400} = 0,50 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0,12 \text{ cm} \leq \frac{L}{500} = 0,40 \text{ cm}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

Verifica dei gradini e pianerottoli

I gradini ed i pianerottoli (in gneiss) rispetto alla configurazione originaria (trave semplicemente appoggiata su una luce di 220 cm) lavorano nella nuova configurazione come travi continue su quattro appoggi con luci di calcolo di 50 / 100 / 70 cm con una larghezza di influenza di 30 cm.

Segue la verifica, ove per semplicità e a favore di sicurezza il gradino è considerato isolato ed indipendente rispetto a quello superiore ed inferiore con una sezione trasversale assimilata ad un rettangolo di base 33 cm e di altezza 16 cm e la luce di calcolo assunta pari a 100 cm. Con tali ipotesi i carichi distribuiti di progetto risultano:

$$p.p. = 155 \text{ daN/m}$$

$$acc = 500 \times 0,30 = 150 \text{ daN/m}$$

Di conseguenza, le massime azioni di progetto allo SLU risultano dalle seguenti espressioni:

$$M_{Ed}^+ = \frac{(1,3 p.p. + 1,5 acc) L^2}{10} = 4.265 \text{ daN cm}$$

$$V_{Ed} = 0,6 (1,3 p.p. + 1,5 acc) L = 256 \text{ daN}$$

$$W = 30 \cdot 16^2 / 6 = 1.408 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{sd} = 4.265 / 1.408 = 3,03 \text{ daN/cm}^2 < f_{td} = 44,4 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

B) CONSOLIDAMENTO E PARZIALE SOSTITUZIONE DELLE BALAUSTRE ESISTENTI**Generalità**

L'intervento prevede la sostituzione degli elementi lapidei degradati con altri nuovi, anche realizzati in materiali analoghi agli originali, e la cucitura dei diversi elementi tra loro ed al supporto.

Nella nuova configurazione le strutture così adeguate saranno idonee a resistere alla più gravosa delle condizioni di carico previste dalle attuali normative tecniche, che prevedono l'applicazione sulla sommità del parapetto di una spinta orizzontale lineare uniforme di valore nominale pari a 300 daN/m diretta da monte a valle (verso il Po), come prescritto per ambienti suscettibili di affollamento privi di ostacoli per il libero movimento delle persone.

Schemi statici di riferimento

Lo schema statico assunto a base delle analisi e delle verifiche di sicurezza prevede che la balconata offra alla suddetta spinta due contributi resistenti, quello del "pilastrino" (basamento, fusto e capitello) e quello della "balaustra" (zoccolo, colonnine e cimasa), che lavorano in parallelo in virtù del collegamento realizzato in testa tra capitello e cimasa e della rigidità flessionale nel piano orizzontale di quest'ultima.

Il progetto prevede due modalità di intervento distinte, cui corrispondono diversi schemi statici di riferimento, a seconda che, in considerazione del migliore o peggiore stato di conservazione delle colonnine e della cimasa, la spinta sia fatta riprendere essenzialmente dall'uno o dall'altro dei due suddetti contributi, cioè dalla balaustra nella sua interezza o in maniera uniforme dai singoli pilastrini.

Ove l'intervento prevede la sostituzione delle colonnine e comunque la loro cucitura allo zoccolo ed alla cimasa (***Intervento 1***), in sede di verifica, a favore di sicurezza, il contributo del pilastrino, meno rilevante, è trascurato, e l'intera spinta è contrastata dalla sola balaustra. Con riferimento al modulo ricorrente della balconata, che vede i 5 m di sviluppo della balaustra alternarsi agli 0,70 m di larghezza del pilastrino, il meccanismo resistente prevede dunque che l'intera spinta agente sui 5,7 m del modulo sia ripresa dalla cimasa e da questa trasmessa per il tramite delle colonnine e dello zoccolo al supporto, in virtù di tre successivi livelli di cuciture metalliche, rispettivamente collocati tra cimasa e colonnine, tra colonnine e zoccolo e tra zoccolo e supporto murario,

quest'ultimo essendo costituito dalla muratura portante di facciata e di scansione interna delle arcate.

Ove, viceversa, le colonnine non sono sostituite ed adeguatamente cucite ai restanti elementi della balaustra e la cimasa è sufficientemente resistente perché integra ed in buono stato di conservazione, ad essere trascurato è il contributo resistente della balaustra e l'intera spinta applicata alla cimasa è contrastata dai soli pilastrini, e da questi trasferiti al supporto murario mediante idonee cuciture (**Intervento 2**).

Il progetto prevede inoltre la ricostruzione di una campata di balaustra danneggiata in passato e completamente mancante (**Intervento 3**) fornendo in opera tutti gli elementi costituenti la stessa (colonnine, cimasa, etc.). Una volta completata tale ricostruzione la stabilità e la tenuta della balaustra è garantita dagli ancoraggi delle colonnine (intervento tipo 1).

Infine sulle balaustre della scalinata è previsto l'intervento con la cucitura delle colonnine allo zoccolo ed alla cimasa (**Intervento 4**), trascurando il contributo dei pilastrini, meno rilevante, così che l'intera spinta è contrastata dalla sola balaustra.

Di seguito sono riportate le verifiche di sicurezza, effettuate agli stati limite ultimi (SLU), di tali meccanismi resistenti nelle configurazioni più sfavorevoli, rispettivamente per gli interventi 1, 3 e 4 (elemento resistente = colonnina) e per l'intervento 2 (elemento resistente = pilastro). Materiali, azioni e fattori parziali di sicurezza sono quelli indicati ai paragrafi precedenti.

Interventi 1, 3 e 4 - Verifica della sezione di testa della colonnina

In tale situazione le colonnine ricevono la totalità della spinta agente sulla balconata (compreso pilastro e balaustra). Con riferimento al modulo tipico sopra descritto, detto $i = 30$ cm l'interasse delle colonnine, la spinta orizzontale agente sulla singola colonnina vale pertanto $F_{sd} = 1,5 H_k \cdot (1 + L_p/L_c) \cdot i = 1,5 \times 300 \cdot (1 + 70 / 500) \cdot 0,30 = 154$ daN, mentre il peso trasmesso dalla cimasa vale $W_{sd} = 205 \times 0,30 \approx 60$ daN (il coefficiente parziale per l'azione peso, γ_{G1} , è assunto unitario perché trattasi di azione favorevole).

Segue la verifica di resistenza della sezione di testa della colonnina (sezione quadrata di lato 25 cm), "armata" con barra filettata $\phi 12$ inghisata in asse alla colonnina con resina epossidica tipo HILTI HIT-HY200-A nella cimasa ($D_{perf} = 14$ mm, $L_{perf} = 100$ mm) e con malta fluida espansiva tipo MAPEFILL nella colonnina ($D_{perf} = 40$ mm, $L_{perf} = 100$ mm). La sezione in oggetto si trova ad una quota di 23 cm inferiore a quella di applicazione della

spinta. Si ipotizza che la sezione presso-inflessa sia parzializzata con profondità x dell'asse neutro pari a 1 cm e diagramma tensionale di compressione rettangolare uniforme (stress-block), con resistenza limitata a $0,85f_{cd}$ (come per murature).

$$N_{sd} = 60 \text{ daN (sforzo normale di compressione)}$$

$$V_{sd} = 154 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 154 \cdot x \cdot 23 = 3.542 \text{ daNcm}$$

$$x = 1 \text{ cm}$$

$$z = 25/2 - 1/2 = 12 \text{ cm (braccio di leva interno)}$$

$$C_{sd} = M_{sd} / z = 3.542 / 12 = 295 \text{ daN (compressione sulla profondità dell'asse neutro)}$$

$$T_{sd} = C_{sd} - N_{sd} = 295 - 60 = 235 \text{ daN (trazione nella barra)}$$

$$\sigma_{sd} = 295 / (25 \cdot x \cdot 1) = 11,8 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 0,85 \cdot x \cdot 148 = 126 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica a compressione della pietra è dunque soddisfatta.

La verifica a trazione della barra è soddisfatta come segue, assumendosi per la resistenza allo sfilamento della barra rispetto alla malta di riempimento e per la resistenza a sfilamento del riempimento rispetto alle pareti del foro i valori riportati nella scheda tecnica della malta tipo MAPEFILL (rispettivamente 250 daN/cm^2 e 20 daN/cm^2) divisi per un coefficiente parziale di sicurezza assunto pari a 5.

$$A_{res} = 0,843 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione filettata } \phi 12)$$

$$T_{Rd,b} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot x \cdot 6.000 \cdot 0,843 / 1,25 = 3.642 \text{ daN}$$

$$T_{Rd,a1} = 250 / 5 \cdot x (\pi \cdot x \cdot 1,2 \cdot x \cdot 10) = 1.885 \text{ daN}$$

$$T_{Rd,a2} = 20 / 5 \cdot x (\pi \cdot x \cdot 4,0 \cdot x \cdot 10) = 503 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = 235 \text{ daN} < T_{Rd} = \min (T_{Rd,b}; T_{Rd,a1}; T_{Rd,a2}) = 503 \text{ daN}$$

Anche tale verifica è soddisfatta.

Intervento 1, 3 e 4 - Verifica della sezione di base della colonnina

Segue la verifica di resistenza della sezione di base della colonnina (sezione circolare di diametro 19,2 cm), “armata” con barra filettata $\phi 12$ inghisata in asse alla colonnina con resina epossidica tipo HILTI HIT-HY200-A sia nella colonnina ($D_{perf} = 14 \text{ mm}$, $L_{perf} = 100 \text{ mm}$) che nello zoccolo ($D_{perf} = 20 \text{ mm}$, $L_{perf} = 100 \text{ mm}$).

La sezione in oggetto si trova ad una quota di $23 + 79 = 102$ cm inferiore a quella di applicazione della spinta. Si ipotizza che la sezione presso-inflessa sia parzializzata con profondità x dell'asse neutro pari a 2 cm e diagramma tensionale di compressione rettangolare uniforme (stress-block), con resistenza limitata a $0,85 f_{cd}$ (come per murature).

$$N_{sd} = 60 + 50 = 110 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 154 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 154 \cdot x \cdot 102 = 15.708 \text{ daNcm}$$

$$x = 2 \text{ cm}$$

$$A = 16.00 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione compressa, calcolata graficamente)}$$

$$z = 8,41 \text{ cm (braccio di leva interno, calcolato graficamente)}$$

$$C_{sd} = M_{sd} / z = 15.708 / 8,41 = 1.868 \text{ daN (sulla parte compressa)}$$

$$T_{sd} = C_{sd} - N_{sd} = 1.868 - 110 = 1.758 \text{ daN (trazione nella barra)}$$

$$\sigma_{sd} = 1.868 / 16 = 117 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 0,85 \cdot x \cdot 148 = 126 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica a compressione della pietra è dunque soddisfatta.

La verifica a trazione della barra è soddisfatta come segue, assumendosi per la resistenza allo sfilamento della barra il valore $N_{Rd,c} = 2.097$ daN indicato dal fornitore, HILTI S.p.A., per barra $\phi 12$ ancorata chimicamente mediante resina HILTI HIT-HY200-A ad un supporto assimilabile a calcestruzzo non fessurato di classe C30/37, con profondità di ancoraggio pari a 70 mm (di contro ai 100 mm qui assicurati), diametro del foro pari a 14 mm e distanza dell'asse della barra da ambo i bordi del materiale base pari a 9,6 cm.

$$A_{res} = 0,843 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione filettata } \phi 12)$$

$$T_{Rd,b} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot x \cdot 6.000 \cdot x \cdot 0,843 / 1,25 = 3.642 \text{ daN}$$

$$T_{Rd,a} = N_{Rd,c} = 2.097 \text{ daN (HILTI)}$$

$$T_{sd} = 1.758 \text{ daN} < T_{Rd} = \min(T_{Rd,b}; T_{Rd,a}) = 2.097 \text{ daN}$$

Anche tale verifica è dunque soddisfatta.

Intervento 1, 3 e 4 - Verifica della sezione minima delle colonnine esistenti

Segue la verifica di resistenza a presso-flessione della sezione più sollecitata del fusto di sezione minima delle colonnine esistenti, che si colloca a circa metà del fusto (ad

una quota di $23 + 79 / 2 = 62,5$ cm inferiore a quella di applicazione della spinta) ed ha diametro di 15,8 cm.

$$N_{sd} = 60 + 50 / 2 = 85 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 154 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 154 \cdot x \ 62,5 = 9.625 \text{ daNcm}$$

$$A = 196 \text{ cm}^2$$

$$W = 387 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{sd} = 9.625 / 387 - 85 / 196 = 24,4 \text{ daN/cm}^2 < f_{td} = 25,9 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica è dunque soddisfatta.

Si noti che la stessa verifica effettuata per la sezione più stretta della colonnina e per quella appena al di sopra della barra di ancoraggio prevista alla base fornirebbe, rispettivamente, i valori $\sigma_{sd} = 22,4 \text{ daN/cm}^2$ e $\sigma_{sd} = 23,1 \text{ daN/cm}^2$, entrambi inferiori a quello sopra calcolato.

Intervento 1 e 3 - Verifica dell'ancoraggio dello zoccolo al supporto con contropiastra nel tratto di facciata antistante i locali voltati (Ancoraggio tipo 1)

Per il tratto di intervento caratterizzato dalla presenza, dietro il muro di facciata, dei locali voltati, il basamento della balconata superiore posta a bordo marciapiede è ancorato al supporto mediante due tipologie di cuciture, rispettivamente denominate Ancoraggio 1 e Ancoraggio 2 (cfr. tavole di progetto).

L'Ancoraggio 1 consiste in una barra filettata $\phi 16$ di lunghezza pari a circa $L = 2,15$ m in acciaio inox inserita in perforazione passante $D = 32$ mm praticata, con inclinazione di circa 13° rispetto alla verticale, mediante carotatrice all'interno dello stesso basamento della balaustra e nella sottostante muratura portante di facciata. La testata superiore e quella inferiore sono ancorate con dado e piastra in appositi scassi realizzati rispettivamente all'estradosso del basamento ed all'intradosso delle architravi soprafinestra. Il foro, di lunghezza circa 2,15 m, è riempito di malta fluida espansiva tipo MAPEFILL. La piastra superiore ha dimensioni $60 \times 60 \times 12 \text{ mm}^3$ e quella inferiore $200 \times 100 \times 15 \text{ mm}^3$.

L'Ancoraggio 2 consiste in una barra filettata $\phi 16$ di lunghezza $L = 2,30$ m in acciaio inox inserita in una perforazione $D = 32$ mm praticata, con inclinazione di circa 13°

rispetto alla verticale, mediante carotatrice all'interno dello stesso basamento della balaustra e nella muratura di facciata. Il foro, di lunghezza circa 2,30 m, è iniettato dal basso con malta fluida espansiva tipo MAPEFILL. La testata superiore è ancorata con dado e piastra (di dimensioni 60 x 60 x 12 mm³) in un apposito scasso realizzato all'estradosso dello zoccolo.

Per ambo le tipologie, l'asse della cucitura dista dalla faccia di monte del basamento circa 12 cm in corrispondenza dell'estradosso dello zoccolo e circa 5 cm in corrispondenza dell'intradosso dello zoccolo.

Ciascun modulo di balconata ospita due Ancoraggi tipo 1 nel tratto centrale (ove la volta è più alta) e due Ancoraggi tipo 2 ai lati (ove il riempimento è più spesso). Per semplicità ciascuna cucitura è verificata per una sollecitazione pari ad 1/4 di quella gravante sull'intero modulo. La verifica dell'Ancoraggio tipo 2 è riportata nel prossimo paragrafo, quella dell'Ancoraggio tipo 1 è condotta come segue.

La trazione nella cucitura è calcolata imponendo l'equilibrio tra sollecitazioni e resistenze all'intradosso del basamento. In analogia alle verifiche esposte nelle pagine precedenti e per comodità, il calcolo è riferito ad una larghezza pari all'interasse tra le colonnine, e la trazione nella cucitura dedotta successivamente per proporzione. La sezione in oggetto si trova ad una quota di $23 + 79 + 30 = 132$ cm inferiore a quella di applicazione della spinta. Si ipotizza che la sezione presso-inflessa sia parzializzata con profondità dell'asse neutro pari a $x = 1$ cm e diagramma tensionale di compressione rettangolare uniforme (stress-block), con resistenza limitata a $0,85 f_{cd}$ (come per murature).

$$N_{sd} = 60 + 50 + 72 = 182 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 154 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 154 \cdot x \cdot 132 = 20.328 \text{ daN cm}$$

$$x = 1 \text{ cm}$$

$$d^* = -5 \text{ cm (distanza asse cucitura-spigolo zoccolo nella sezione considerata)}$$

$$z = -5 + 31 - 1/2 = 25,5 \text{ cm (braccio di leva interno)}$$

$$\alpha = 13^\circ \text{ (inclinazione sulla verticale)}$$

$$T_{sd}^c = 1 / \cos(\alpha) \cdot (M_{sd} / 25,5 - N_{sd} \cdot 15 / 25,5) = 708 \text{ daN (per ciascuna colonnina)}$$

$$C_{sd}^c = T_{sd}^c \cdot \cos(\alpha) + N_{sd} = 872 \text{ daN}$$

$$\sigma_{sd} = 872 / (30 \cdot x \cdot 1) = 29,1 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 0,85 \cdot x \cdot 296 = 252 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica a compressione della pietra tra l'intradosso del basamento e l'estradosso della cornice è dunque soddisfatta.

La verifica a trazione della barra è soddisfatta come segue.

$$A_{res} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione filettata } \phi 16)$$

$$T_{Rd,b} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 6.000 \cdot 1,57 / 1,25 = 6.782 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = T_{sd}^c \cdot x (5 / 0,3) / 4 = 2.951 \text{ daN} < T_{Rd,b} = 6.782 \text{ daN}$$

La verifica a compressione della muratura sotto la piastra di ancoraggio ($f_{cd} = f_{cm} / \gamma_M / F_C = 24 / 3 / 1,35 = 5,9 \text{ daN/cm}^2$) è soddisfatta come segue, ammettendosi che metà della trazione raggiunga la testa di ancoraggio e l'altra metà si ancorì lungo la perforazione.

$$A = 22 \times 12 - \pi \times 1,6^2 = 256 \text{ cm}^2 \text{ (al netto del foro ma al lordo dell'allettamento)}$$

$$\sigma_{sd} = 0,5 \cdot T_{sd} / A = 0,5 \cdot 2.951 / 256 = 5,76 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 5,9 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica della piastra di ancoraggio è soddisfatta come segue.

$$M_{sd} = 0,5 \cdot T_{sd} / 2 \cdot x 10 = 7.378 \text{ daNcm}$$

$$W = (10 - 1,8) \cdot x 1,5^2 / 6 = 3,075 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{sd} = M_{sd} / W = 2.399 \text{ daN/cm}^2 < f_{yd} = 2.750 / 1,05 = 2.619 \text{ daN/cm}^2$$

Intervento 1 e 3 - Verifica dell'ancoraggio dello zoccolo al supporto con autoancoraggio nel tratto di facciata antistante i locali voltati (Ancoraggio tipo 2)

La trazione nella cucitura è calcolata imponendo l'equilibrio tra sollecitazioni e resistenze all'intradosso del basamento. In analogia alle verifiche esposte nelle pagine precedenti e per comodità, il calcolo è riferito ad una larghezza pari all'interasse tra le colonnine, e la trazione nella cucitura dedotta quindi per proporzione. La sezione in oggetto si trova ad una quota di $23 + 79 + 30 = 132 \text{ cm}$ inferiore a quella di applicazione della spinta. Si ipotizza che la sezione presso-inflessa sia parzializzata con profondità dell'asse neutro pari a $x = 1 \text{ cm}$ e diagramma tensionale di compressione rettangolare uniforme (stress-block), con resistenza limitata a $0,85 f_{cd}$ (come per murature).

$$N_{sd} = 60 + 50 + 72 = 182 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 154 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 154 \cdot x 132 = 20.328 \text{ daNcm}$$

$$x = 1 \text{ cm}$$

$$d^* = -5 \text{ cm (distanza asse cucitura-spigolo zoccolo nella sezione considerata)}$$

$$z = -5 + 31 - 1/2 = 25,5 \text{ cm (braccio di leva interno)}$$

$$\alpha = 13^\circ \text{ (inclinazione sulla verticale)}$$

$$T_{sd}^c = 1 / \cos(\alpha) \cdot (M_{sd} / 25,5 - N_{sd} \cdot 15 / 25,5) = 708 \text{ daN (per ciascuna colonnina)}$$

$$C_{sd}^c = T_{sd}^c \cdot \cos(\alpha) + N_{sd} = 872 \text{ daN}$$

$$\sigma_{sd} = 872 / (30 \cdot x 1) = 29,1 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 0,85 \cdot x 296 = 252 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica a compressione della pietra tra l'intradosso del basamento e l'estradosso della cornice è dunque soddisfatta.

La verifica a trazione della barra è soddisfatta come segue.

$$A_{res} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione filettata } \phi 16)$$

$$T_{Rd,b} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot x 6.000 \cdot x 1,57 / 1,25 = 6.782 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = T_{sd}^c \cdot (5 / 0,3) / 4 = 2.951 \text{ daN} < T_{Rd,b} = 6.782 \text{ daN}$$

La verifica di resistenza dell'ancoraggio è soddisfatta come segue, assumendo la lunghezza del tratto di autoancoraggio pari a 2,0 m, applicando un fattore di sicurezza 5 ai valori di adesione indicati per la malta MAPEFILL nella relativa scheda tecnica, ed in ogni caso assumendo la resistenza a scorrimento all'interfaccia muratura-malta non superiore a metà della resistenza a compressione della muratura (valore conseguibile in virtù dell'ingranamento che si realizza a seguito dell'intasamento degli interstizi murari):

$$T_{Rd,a1} = 250 / 5 \cdot (\pi \cdot x 1,6 \cdot x 200) = 50.265 \text{ daN}$$

$$T_{Rd,a2} = \min(20 / 5; 5,9 / 2) \cdot (\pi \cdot 3,2 \cdot 200) = 5.931 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = 2.951 \text{ daN} < T_{Rd} = \min(T_{Rd,b}; T_{Rd,a1}; T_{Rd,a2}) = 5.931 \text{ daN}$$

Intervento 4 - Verifica dell'ancoraggio dello zoccolo al supporto con contropiastra in corrispondenza delle scale (Ancoraggio tipo SC)

Lo zoccolo della balconata sulle scale è ancorato alla muratura di facciata mediante cuciture del tutto analoghe a quelle sopra verificate per l'Ancoraggio tipo 1. Uniche differenze di rilievo sono l'inclinazione sulla verticale, pari a 30° anziché circa 13°, il numero di cuciture, pari a 3 per modulo, e le dimensioni della sezione trasversale dello zoccolo, di base 36 cm ed altezza 23 cm. La verifica è soddisfatta come segue.

$$N_{sd} = 60 + 50 + 65 = 175 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 154 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 154 \cdot x \cdot 125 = 19.250 \text{ daNcm}$$

$$x = 1 \text{ cm}$$

$$d^* = -0,1 \text{ cm (distanza asse cucitura-spigolo zoccolo nella sezione considerata)}$$

$$z = -0,1 + 36 - 1 / 2 = 35,4 \text{ cm (braccio di leva interno)}$$

$$\alpha = 30^\circ \text{ (inclinazione sulla verticale)}$$

$$T_{sd}^c = 1 / \cos(\alpha) \cdot (M_{sd} / 35,4 - N_{sd} \cdot 15 / 35,4) = 542 \text{ daN (per ciascuna colonnina)}$$

$$C_{sd}^c = T_{sd}^c \cdot \cos(\alpha) + N_{sd} = 645 \text{ daN}$$

$$\sigma_{sd} = 645 / (30 \cdot x \cdot 1) = 21,5 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 0,85 \cdot 296 = 252 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica a compressione della pietra tra l'intradosso del basamento e l'estradosso della cornice è dunque soddisfatta.

La verifica a trazione della barra è soddisfatta come segue.

$$A_{res} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione filettata } \phi 16)$$

$$T_{Rd,b} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot x \cdot 6.000 \cdot x \cdot 1,57 / 1,25 = 6.782 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = T_{sd}^c \cdot (5 / 0,3) / 3 = 3.013 \text{ daN} < T_{Rd,b} = 6.782 \text{ daN}$$

La verifica a compressione della muratura ($f_{cd} = f_{cm} / \gamma_M / F_C = 24 / 3 / 1,35 = 5,92$ daN/cm²) sotto la piastra di ancoraggio è soddisfatta come segue, ammettendosi che metà della trazione raggiunga la testa di ancoraggio e l'altra metà si ancori lungo la perforazione.

$$A = 22 \cdot x \cdot 12 - \pi 1,6^2 = 256 \text{ cm}^2 \text{ (al netto del foro ma al lordo dell'allettamento)}$$

$$\sigma_{sd} = 0,5 \cdot T_{sd} / A = 0,5 \cdot x \cdot 3.013 / 256 = 5,89 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 5,92 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica della piastra di ancoraggio è soddisfatta come segue.

$$M_{sd} = 0,5 \cdot T_{sd} / 2 \cdot x \cdot 10 = 7.532 \text{ daNcm}$$

$$W = (10 - 1,8) \cdot 1,5^2 / 6 = 3,075 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{sd} = M_{sd} / W = 2.449 \text{ daN/cm}^2 < f_{yd} = 2.750 / 1,05 = 2.619 \text{ daN/cm}^2$$

Intervento 1 - Verifica dell'ancoraggio dello zoccolo al supporto con autoancoraggio nel tratto di facciata antistante il terrapieno (Ancoraggio tipo 5)

Per il tratto di intervento caratterizzato dalla presenza, dietro il muro di facciata, del terrapieno, il basamento della balconata superiore posta a bordo marciapiede è ancorato al supporto mediante un'unica tipologia di cucitura, denominata Ancoraggio 5 (cfr. tavole di progetto).

L'Ancoraggio 5 consiste in una barra filettata $\phi 16$ di lunghezza $L = 2,32$ m in acciaio inox inserita in una perforazione $D = 32$ mm praticata, con inclinazione di 20° rispetto alla verticale, mediante carotatrice all'interno dello stesso zoccolo della balaustra e nella muratura di facciata. Il foro, di lunghezza circa 2,32 m, è iniettato dal basso con malta fluida espansiva tipo MAPEFILL. La testata superiore è ancorata con dado e piastra (di dimensioni $60 \times 60 \times 12$ mm³) in un apposito scasso realizzato all'estradosso dello zoccolo. L'asse della cucitura dista dalla faccia di monte del basamento circa 15 cm in corrispondenza dell'estradosso del basamento e circa 4 cm in corrispondenza dell'intradosso del basamento.

Ciascun modulo di balconata ospita quattro Ancoraggi tipo 5, di cui due nel tratto centrale e due ai lati. Per semplicità ciascuna cucitura è verificata per una sollecitazione pari ad 1/4 di quella gravante sull'intero modulo, come qui di seguito esposto.

La trazione nella cucitura è calcolata imponendo l'equilibrio tra sollecitazioni e resistenze all'intradosso dello zoccolo. In analogia alle verifiche esposte nelle pagine precedenti e per comodità, il calcolo è riferito ad una larghezza pari all'interasse tra le colonnine, e la trazione nella cucitura dedotta quindi per proporzione. La sezione in oggetto si trova ad una quota di $23 + 79 + 30 = 132$ cm inferiore a quella di applicazione della spinta. Si ipotizza che la sezione presso-inflessa sia parzializzata con profondità dell'asse neutro pari a $x = 1$ cm e diagramma tensionale di compressione rettangolare uniforme (stress-block), con resistenza limitata a $0,85f_{cd}$ (come per murature).

$$N_{sd} = 60 + 50 + 72 = 182 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 154 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 154 \cdot x \cdot 132 = 20.328 \text{ daNcm}$$

$$x = 1 \text{ cm}$$

$$d^* = -4 \text{ cm (distanza asse cucitura-spigolo zoccolo nella sezione considerata)}$$

$$z = -4 + 31 - 1/2 = 26,5 \text{ cm (braccio di leva interno)}$$

$$\alpha = 20^\circ \text{ (inclinazione sulla verticale)}$$

$$T_{sd}^c = 1 / \cos(\alpha) \cdot (M_{sd} / 26,5 - N_{sd} \cdot x \cdot 15 / 26,5) = 707 \text{ daN (per ciascuna colonnina)}$$

$$C_{sd}^c = T_{sd}^c \cdot \cos(\alpha) + N_{sd} = 846 \text{ daN}$$

$$\sigma_{sd} = 846 / (30 \times 1) = 28,2 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 0,85 \times 296 = 252 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica a compressione della pietra tra l'intradosso del basamento e l'estradosso della cornice è dunque soddisfatta.

La verifica a trazione della barra è soddisfatta come segue.

$$A_{res} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione filettata } \phi 16)$$

$$T_{Rd,b} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \times 6.000 \times 1,57 / 1,25 = 6.782 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = T_{sd}^c \cdot (5 / 0,3) / 4 = 2.945 \text{ daN} < T_{Rd,b} = 6.782 \text{ daN}$$

La verifica di resistenza dell'ancoraggio è soddisfatta come segue, assumendo la lunghezza di ancoraggio pari a 2,00 m, applicando un fattore di sicurezza 5 ai valori di adesione indicati per la malta MAPEFILL nella relativa scheda tecnica, ed in ogni caso assumendo la resistenza a scorrimento all'interfaccia muratura-malta non superiore a metà della resistenza a compressione della muratura (valore conseguibile in virtù dell'ingranamento che si realizza a seguito dell'intasamento degli interstizi murari):

$$T_{Rd,a1} = 250 / 5 \cdot (\pi \cdot 1,6 \cdot 200) = 50.265 \text{ daN}$$

$$T_{Rd,a2} = \min(20/5; 5,9/2) \cdot (\pi \cdot 3,2 \cdot 200) = 5.931 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = 2.945 \text{ daN} < T_{Rd} = \min(T_{Rd,b}; T_{Rd,a1}; T_{Rd,a2}) = 5.931 \text{ daN}$$

Intervento 2 - Verifica della cimasa

Trascurato il contributo resistente della balaustra ed assegnata l'intera spinta ai pilastri laterali, la cimasa (in gneiss) lavora orizzontalmente a flessione e taglio per trasferire la spinta di competenza delle colonnine ai pilastri. Con riferimento al modulo tipico sopra descritto, lo schema statico si riduce a quello di una trave semplicemente appoggiata di lunghezza $L_c = 500 \text{ cm}$ soggetta ad un carico uniformemente distribuito pari a q_d pari alla spinta lineare di calcolo, H_d , prevista dalla norma.

Segue la verifica, ove per semplicità e a favore di sicurezza la sezione trasversale della cimasa è assimilata ad un rettangolo di base 30 cm e di altezza 23 cm.

$$\gamma_Q = 1,5$$

$$H_k = 300 \text{ daN/m}$$

$$H_d = 1,5 \times 300 = 450 \text{ daN/m}$$

$$q_d = 450 \text{ daN/m} = 4,5 \text{ daN/cm}$$

$$M_{sd} = 4,5 \times 500^2 / 8 = 140.625 \text{ daNcm}$$

$$W = 30^2 \cdot x \ 23 / 6 = 3.450 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{sd} = 140.625 / 3.450 = 40,8 \text{ daN/cm}^2 < f_{td} = 44,4 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica è dunque soddisfatta.

Intervento 2 - Verifica del fusto del pilastro tipo A e tipo B

Il pilastro monolitico (in gneiss), riceve la totalità della spinta agente sulla balconata. Con riferimento al modulo tipico sopra descritto, essendo $L = L_p + L_c = 0,70 + 5,0 = 5,7 \text{ m}$ la larghezza di competenza del pilastro, la spinta orizzontale agente su di esso vale pertanto $F_{sd} = H_d \cdot L = 450 \cdot x \ 5,7 = 2.565 \text{ daN}$, mentre i pesi dei pilastri valgono:

tipo A	b	l	h	p.p.
capitell				
o	45	70	23	192
fusto	35	60	79	440
base	38	63	30	190
totale				822

tipo B	b	l	h	p.p.
capitell				
o	60	70	23	256
fusto	50	60	79	628
base	53	63	30	265
totale				1149

Segue la verifica di resistenza a presso-flessione della sezione tipo del fusto di dimensioni inferiori (35x60 cmq) soggetta, a favore di sicurezza, alla massima flessione sollecitante la sezione di intradosso del basamento (posta ad una quota di 132 cm inferiore a quella di applicazione della spinta). Si trascura a favore di sicurezza la compressione dovuta al peso del pilastro.

$$N_{sd} = 0 \text{ daN (sforzo normale di compressione, nullo a favore di sicurezza)}$$

$$V_{sd} = 2.565 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 2.565 \cdot x \ 132 = 338.580 \text{ daNcm}$$

$$W = 35^2 \cdot x \ 60 / 6 = 12.250 \text{ daNcm}$$

$$\sigma_{sd} = M_{sd} / W = 338.580 / 12.250 = 27,6 \text{ daN/cm}^2 < f_{td} = 44,4 \text{ daN/cm}^2$$

Intervento 2 - Verifica dell'ancoraggio del pilastro al supporto con autoancoraggio nel tratto di facciata antistante i locali voltati (Ancoraggio tipo 3)

Nel tratto di intervento caratterizzato dalla presenza, dietro il muro di facciata, dei locali voltati, per i pilastri della balconata superiore posta a bordo marciapiede aventi profondità 35 cm è previsto il collegamento al supporto mediante la tipologia di cucitura denominata Ancoraggi tipo 3 (cfr. tavole di progetto).

L'Ancoraggio 3 consiste in una staffa metallica ad L 200x16 di lunghezza 340 mm nervata con n.2 fazzoletti sp. 10 mm, cucita al basamento del pilastro mediante tre tasselli chimici orizzontali M16 (perforazioni D = 18 mm di profondità 150 mm) ed alla sottostante muratura mediante una barra filettata verticale $\phi 16$ di lunghezza L = 2,30 m in acciaio inox inserita in una perforazione D = 32 mm praticata mediante carotatrice. Il foro è iniettato dal basso con malta fluida espansiva tipo MAPEFILL. L'asse della cucitura verticale dista dalla faccia di monte del basamento del pilastro 12 cm, l'asse delle cuciture orizzontali dista 12 cm dall'intradosso del basamento.

La trazione nella cucitura verticale è calcolata imponendo l'equilibrio tra sollecitazioni e resistenze all'intradosso del basamento. La sezione in oggetto (di dimensioni 38 x 63 cmq) si trova ad una quota di $23 + 79 + 30 = 132$ cm inferiore a quella di applicazione della spinta. Si ipotizza che la sezione presso-inflessa sia parzializzata con profondità dell'asse neutro pari a $x = 1$ cm e diagramma tensionale di compressione rettangolare uniforme (stress-block), con resistenza limitata a $0,85 f_{cd}$ (come per murature).

$$N_{sd} = 822 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2.565 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 2.565 \cdot x \cdot 132 = 338.580 \text{ daNcm}$$

$$x = 1 \text{ cm}$$

$$d^* = 12 \text{ cm (distanza asse cucitura - spigolo basamento nella sezione considerata)}$$

$$z = 12 + 38 - 1/2 = 49,5 \text{ cm (braccio di leva interno)}$$

$$\alpha = 0^\circ \text{ (inclinazione sulla verticale)}$$

$$T_{sd} = 1 / \cos(\alpha) \cdot x (M_{sd} / 49,5 - N_{sd} \cdot 18,5 / 49,5) = 6.533 \text{ daN}$$

$$C_{sd} = T_{sd} \cdot \cos(\alpha) + N_{sd} = 7.355 \text{ daN}$$

$$\sigma_{sd} = 7.355 / (63 \cdot x \cdot 1) = 116,7 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 0,85 \cdot x \cdot 296 = 252 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica a compressione della pietra tra l'intradosso del basamento e l'estradosso della cornice è dunque soddisfatta.

La verifica a trazione della barra è soddisfatta come segue.

$$A_{res} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione filettata } \phi 16)$$

$$T_{Rd,b} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \times 6.000 \cdot 1,57 / 1,25 = 6.782 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = 6.533 \text{ daN} < T_{Rd,b} = 6.782 \text{ daN}$$

La verifica di resistenza dell'ancoraggio della barra verticale è soddisfatta come segue, assumendo la lunghezza di ancoraggio pari a 2,30 m, applicando un fattore di sicurezza 5 ai valori di adesione indicati per la malta MAPEFILL nella relativa scheda tecnica, ed in ogni caso assumendo la resistenza a scorrimento all'interfaccia muratura-malta non superiore a metà della resistenza a compressione della muratura (valore conseguibile in virtù dell'ingranamento che si realizza a seguito dell'intasamento degli interstizi murari):

$$T_{Rd,a1} = 250 / 5 \cdot (\pi \cdot 1,6 \cdot x \cdot 230) = 57.805 \text{ daN}$$

$$T_{Rd,a2} = \min(20 / 5; 5,9 / 2) \cdot (\pi \cdot x \cdot 3,2 \cdot x \cdot 230) = 6.821 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = 6.533 \text{ daN} < T_{Rd} = \min(T_{Rd,b}; T_{Rd,a1}; T_{Rd,a2}) = 6.821 \text{ daN}$$

La trazione ed il taglio nelle cuciture orizzontali sono calcolati imponendo l'equilibrio rispettivamente alla rotazione ed alla traslazione verticale della staffa, supposta soggetta alla trazione nella barra verticale di ancoraggio alla muratura. Assunto il braccio sollecitante pari a $d^* = 12 \text{ cm}$ ed il braccio di leva interno pari a $0,9 \cdot x \cdot 12 = 10,8 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$, trazione e taglio in ciascuna delle tre cuciture valgono:

$$F_{t,Ed} = (T_{sd} \cdot 12 / 10) / 3 = 2.613 \text{ daN}$$

$$F_{v,Ed} = T_{sd} / 3 = 2.178 \text{ daN}$$

La verifica a trazione e taglio della barra è soddisfatta come segue (cfr. Eq.4.2.65 NTC08):

$$A_{res} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione filettata } \phi 16)$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot x \cdot 6.000 \cdot x \cdot 1,57 / 1,25 = 6.782 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot x \cdot 6.000 \cdot x \cdot 1,57 / 1,25 = 4.522 \text{ daN}$$

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / F_{t,Rd} / 1,4 = 2.178 / 4.522 + 2.613 / 6.782 / 1,4 = 0,76 < 1$$

La verifica a trazione dell'ancoraggio è soddisfatta come segue, assumendosi per la resistenza allo sfilamento della barra il valore $N_{Rd,c} = 4.548 \text{ daN}$ indicato dal fornitore, HILTI S.p.A., per barra M16 ancorata chimicamente mediante resina HILTI HIT-HY200-A ad un supporto assimilabile a calcestruzzo non fessurato di classe C30/37, con profondità di ancoraggio pari a 150 mm, diametro del foro pari a 18 mm e distanze dai bordi e tra gli ancoranti pari a quelle del sistema in oggetto.

$$T_{Rd,b} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot x \cdot 6.000 \cdot x \cdot 1,57 / 1,25 = 6.782 \text{ daN}$$

$$T_{Rd,a} = N_{Rd,c} = 4.548 \text{ daN (HILTI)}$$

$$F_{t,Ed} = 2.613 \text{ daN} < T_{Rd} = \min (T_{Rd,b}; T_{Rd,a}) = 4.548 \text{ daN}$$

Intervento 2 - Verifica dell'ancoraggio del pilastrino al supporto autoancorato nel tratto di facciata antistante i locali voltati e nel tratto di facciata antistante il terrapieno (Ancoraggi tipo 4 e tipo 6)

Nel tratto di intervento caratterizzato dalla presenza, dietro il muro di facciata, dei locali voltati, per i pilastrini della balconata superiore posta a bordo marciapiede aventi profondità 50 cm è previsto il collegamento al supporto mediante la tipologia di cucitura denominata Ancoraggi tipo 4 (cfr. tavole di progetto).

L'Ancoraggio 4 consiste in una staffa metallica ad L 200x16 di lunghezza 340 mm nervata con n.2 fazzoletti sp. 10 mm, cucita al basamento del pilastrino mediante due tasselli chimici orizzontali M 16 (perforazioni D = 18 mm di profondità 150 mm) ed alla sottostante muratura mediante una barra filettata verticale ϕ 16 di lunghezza L = 1,80 m in acciaio inox inserita in una perforazione D = 32 mm praticata mediante carotatrice. Il foro è iniettato dal basso con malta fluida espansiva tipo MAPEFILL. L'asse della cucitura verticale dista dalla faccia di monte del basamento del pilastrino 12 cm, l'asse delle cuciture orizzontali dista 12 cm dall'intradosso del basamento.

La trazione nella cucitura verticale è calcolata imponendo l'equilibrio tra sollecitazioni e resistenze all'intradosso del basamento. La sezione in oggetto (di dimensioni 51,5 x 63 cmq) si trova ad una quota di 23 + 79 + 30 = 132 cm inferiore a quella di applicazione della spinta. Si ipotizza che la sezione presso-inflessa sia parzializzata con profondità dell'asse neutro pari a $x = 1$ cm e diagramma tensionale di compressione rettangolare uniforme (stress-block), con resistenza limitata a $0,85 f_{cd}$ (come per murature).

$$N_{sd} = 1.149 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2.565 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 2.565 \cdot x \cdot 132 = 338.580 \text{ daNcm}$$

$$x = 1 \text{ cm}$$

$$d^* = 12 \text{ cm (distanza asse cucitura-spigolo basamento nella sezione considerata)}$$

$$z = 12 + 51,5 - 1/2 = 63 \text{ cm (braccio di leva interno)}$$

$$\alpha = 0^\circ \text{ (inclinazione sulla verticale)}$$

$$T_{sd} = 1 / \cos(\alpha) \cdot (M_{sd} / 63 - N_{sd} \cdot 26 / 63) = 4.900 \text{ daN}$$

$$C_{sd} = T_{sd} \cdot \cos(\alpha) + N_{sd} = 6.049 \text{ daN}$$

$$\sigma_{sd} = 6.049 / (63 \cdot x \ 1) = 96,0 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 0,85 \cdot x \cdot 296 = 252 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica a compressione della pietra tra l'intradosso del basamento e l'estradosso della cornice è dunque soddisfatta.

La verifica a trazione della barra è soddisfatta come segue.

$$A_{res} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione filettata } \phi 16)$$

$$T_{Rd,b} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot x \ 6.000 \cdot x \ 1,57 / 1,25 = 6.782 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = 4.900 \text{ daN} < T_{Rd,b} = 6.782 \text{ daN}$$

La verifica di resistenza dell'ancoraggio della barra verticale è soddisfatta come segue, assumendo la lunghezza di ancoraggio pari a 1,8 m, applicando un fattore di sicurezza 5 ai valori di adesione indicati per la malta MAPEFILL nella relativa scheda tecnica, ed in ogni caso assumendo la resistenza a scorrimento all'interfaccia muratura-malta non superiore a metà della resistenza a compressione della muratura (valore conseguibile in virtù dell'ingranamento che si realizza a seguito dell'intasamento degli interstizi murari):

$$T_{Rd,a1} = 250 / 5 \cdot (\pi \ 1,6 \cdot x \ 180) = 45.239 \text{ daN}$$

$$T_{Rd,a2} = \min(20 / 5; 5,9 / 2) \cdot (\pi \cdot x \ 3,2 \cdot x \ 180) = 5.338 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = 4.900 \text{ daN} < T_{Rd} = \min(T_{Rd,b}; T_{Rd,a1}; T_{Rd,a2}) = 5.338 \text{ daN}$$

La trazione ed il taglio nelle cuciture orizzontali sono calcolati imponendo l'equilibrio rispettivamente alla rotazione ed alla traslazione verticale della staffa, supposta soggetta alla trazione nella barra verticale di ancoraggio alla muratura. Assunto il braccio sollecitante pari a $d^* = 12 \text{ cm}$ ed il braccio di leva interno pari a $0,9 \cdot x \ 12 = 10,8 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$, trazione e taglio in ciascuna delle due cuciture valgono:

$$F_{t,Ed} = (T_{sd} \cdot 12 / 10) / 2 = 2.940 \text{ daN}$$

$$F_{v,Ed} = T_{sd} / 2 = 2.450 \text{ daN}$$

La verifica a trazione e taglio della barra è soddisfatta come segue (cfr. Eq.4.2.65 NTC08).

$$A_{res} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione filettata } \phi 16)$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot x \ 6.000 \cdot x \ 1,57 / 1,25 = 6.782 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot x \ 6.000 \cdot x \ 1,57 / 1,25 = 4.522 \text{ daN}$$

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / F_{t,Rd} / 1,4 = 2.450 / 4.522 + 1.837 / 6.782 / 1,4 = 0,85 < 1$$

La verifica a trazione dell'ancoraggio è soddisfatta come segue, assumendosi per la resistenza allo sfilamento della barra il valore $N_{Rd,c} = 4.548$ daN indicato dal fornitore, HILTI S.p.A., per barra M16 ancorata chimicamente mediante resina HILTI HIT-HY200-A ad un supporto assimilabile a calcestruzzo non fessurato di classe C30/37, con profondità di ancoraggio pari a 150 mm, diametro del foro pari a 18 mm e distanze dai bordi e tra gli ancoranti pari a quelle del sistema in oggetto.

$$T_{Rd,b} = 0,9 \cdot f_{ib} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \times 6.000 \cdot 1,57 / 1,25 = 6.782 \text{ daN}$$

$$T_{Rd,a} = N_{Rd,c} = 4.548 \text{ daN (HILTI)}$$

$$F_{t,Ed} = 2.940 \text{ daN} < T_{Rd} = \min (T_{Rd,b}; T_{Rd,a}) = 4.548 \text{ daN}$$