

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI "G. d'ANNUNZIO" Chieti - Pescara



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA E GEOLOGIA

Corso di Laurea in Ingegneria delle Costruzioni L-23

Tesi di Laurea :

“Progettazione di un ponte strallato ciclo-pedonale
sul fiume Pescara”

CANDIDATO :

Francesco Marrone

MATRICOLA :

3170722

RELATORE:

Chiar.mo Prof. Ing. Enrico Spacone

CORRELATORE:

Chiar.mo Prof. Ing. Giuseppe Brando

Chiar.mo Prof. Ing. Marco Petrangeli

ANNO ACCADEMICO 2019-2020

SOMMARIO

Introduzione.....	7
Parte I - Stato dell'arte	
Capitolo 1 - EVOLUZIONE STORICA DEI PONTI.....	8
1.1 Ponti prima del XIX secolo	8
1.2 Ponti dopo il XIX secolo.....	12
Capitolo 2 - IL SITO E LE IPOTESI PROGETTUALI.....	24
2.1. Descrizione generale del sito di intervento.....	24
2.1.1 Stato di fatto dell'opera esistente.....	25
2.2. Tipologie di ponte prese in esame per il presente studio.....	29
2.3. Soluzione 1 – Ponte strallato con impalcato realizzato mediante travi maestre.....	29
2.4. Soluzione 2 – Ponte pedonale strallato con impalcato realizzato mediante una travatura semplice.....	34
2.5. Soluzione 3 – Passerella pedonale ad arco superiore con impalcato realizzato mediante travatura reticolare spaziale.....	37
2.6. Progetto di studio effettivo 1 – Erasmusbrug.....	39
Parte II - Il caso studio	
Capitolo 3 - DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO.....	43
3.1. La struttura.....	44
Capitolo 4 - ANALISI PRELIMINARE DEI PONTI STRALLATI.....	48
4.1 Il ponte strallato - definizioni	48
4.2 Il sistema di sospensione.....	48
4.3 Numero degli stralli.....	49
4.4 Inclinazione degli stralli.....	49
4.5 Altezza della torre.....	50
4.6 Disposizione longitudinale degli stralli.....	50
4.7. Scelta dell'antenna o del pilone.....	51
4.8. Scelta dell'impalcato.....	52
4.9. Predimensionamento degli stralli.....	53
Capitolo 5 - NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	56
Capitolo 6 - MATERIALI UTILIZZATI.....	57
6.1 Acciaio per la carpenteria metallica (S355).....	57
6.2. Acciaio per l'armatura delle strutture in C.A. (B450C).....	57
6.3. Calcestruzzo per antenna (C50/60).....	58
6.4. Calcestruzzo per fondazioni (C40/50).....	58
6.6. Pavimentazione PWS.....	59
6.7. Copriferro o ricoprimento per elementi in calcestruzzo armato.....	59
Capitolo 7 - ANALISI DEI CARICHI E AZIONI DEL PONTE.....	64
7.1 Valutazioni sulla sicurezza.....	64
7.1.1 Vita nominale.....	65
7.2. Azioni permanenti.....	65
7.2.1. Carichi permanenti strutturali (g_1).....	65
7.2.1.1 Approfondimento sulla lamiera grecata collaborante.....	66
7.2.2. Carichi permanenti strutturali (g_2).....	68
7.3. Azioni variabili dovute al carico neve (q_s).....	69
7.3.1 Valore di riferimento del carico della neve al suolo.....	69
7.3.2. Coefficiente di forma delle coperture.....	70
7.3.3 Coefficienti di esposizione.....	70
7.4. Azioni variabili dovute al carico vento (q_v).....	72
7.4.1. Velocità base di riferimento.....	72
7.4.2. Velocità di riferimento.....	73
7.4.3. Pressione del vento.....	73

7.4.4. Azione tangente del vento.....	74
7.4.5. Pressione cinetica di riferimento.....	74
7.4.6. Classe di rugosità.....	74
7.4.7. Categoria di esposizione del sito.....	75
7.4.8. Coefficiente di esposizione.....	75
7.3.9. Coefficiente topografico.....	76
7.3.10. Coefficiente di esposizione (continuazione).....	76
7.3.11. Coefficiente di forza in direzione y e trasversale e area di riferimento.....	76
7.4.12. Calcolo dell'azione del vento in direzione trasversale y	77
7.4.13. Calcolo dell'azione del vento in direzione longitudinale x	78
7.4.14. Coefficiente di forza in direzione verticale z e area investita.....	78
7.4.15. Calcolo dell'azione del vento in direzione verticale z	79
7.4.16. Calcolo dell'azione torcente indotta dal vento.....	79
7.4.17. Azione del vento sulla torre.....	80
7.5. Azioni termiche.....	83
7.5.1. Componente di temperatura uniforme.....	83
7.5.2. Temperatura dell'aria esterna.....	83
7.6. Azioni variabili da traffico, carichi verticali: Q_k	86
7.6.1. Definizione della categoria stradale.....	86
7.6.2. Modelli statici e gruppo di carichi.....	86
7.6.2. Modelli statici e gruppo di carichi.....	86
7.6.3. Carico uniformemente distribuito.....	86
7.6.4. Carico concentrato.....	86
7.6.5. Modello statico per forze orizzontali - valori caratteristici.....	86
7.6.6. Carico statico dovuto alla folla.....	87
7.6.7. Modelli dinamici per carichi pedonali.....	87
7.7. Azioni sismiche.....	88
7.7.1. Parametri di riferimento.....	88
7.7.2. Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.....	90
7.8. Distorsioni.....	99
7.8.1. Pretiro dei cavi (ϵ_s).....	99
Capitolo 8 - COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	104
8.1. Combinazioni di carico per SLE.....	105
8.2. Combinazioni di carico per SLU.....	106
8.3. Combinazioni di carico per SLV.....	107
Capitolo 9 - MODELLI DI CALCOLO.....	109
9.1. Modelli semplificati.....	109
9.2. Modelli locali e globali con elementi monodimensionali.....	109
9.3. Modelli locali e globali con elementi mono e bidimensionali.....	111
Capitolo 10 - ANALISI DINAMICA LINEARE	113
10.1. Modi propri della struttura.....	113
10.2. Massa partecipante per i modi di vibrare.....	117
10.3. Analisi della sensibilità ai fenomeni aereoelastici.....	118
10.3.1. Sensibilità dell'antenna al fenomeno del vortex shedding.....	119
Capitolo 11 - DISPOSITIVI DI VINCOLO	121
11.1. Definizione e requisiti di sicurezza.....	121
11.2. Gli spostamenti.....	121
11.3. Classificazione degli apparecchi di appoggio.....	122
11.3.1. Apparecchi di appoggio elastomerici semplici (in gomma).....	122
11.3.2. Apparecchi di appoggio elastomerici armati (in gomma).....	122
11.3.3. Apparecchi di appoggio a disco elastomerico confinato.....	123
11.3.4. Apparecchi di appoggio completamente in acciaio.....	123
11.3.5. Apparecchi di appoggio di metallo e PTFE con superfici sferiche o cilindriche.....	125
11.3.6. Superfici di scorrimento: apparecchi ti tipo mobile.....	125
11.4. Disposizione degli appoggi.....	127
11.4.1. prima parte, spostamenti longitudinali e trasversali.....	127
11.4.2. seconda parte, fenomeni di compressione dovuti agli spostamenti.....	128
11.4.3. terza parte, fenomeni di spostamenti a domino.....	128

FOTO INSERIMENTI.....	132
BIBLIOGRAFIA.....	135
RINGRAZIAMENTI.....	136

INTRODUZIONE

Scopo della presente tesi di laurea è la progettazione di un ponte ciclo pedonale strallato in risposta ad una inefficienza di tipo gestionale da parte del Comune nella riorganizzazione e/o riqualificazione del contesto in esame, ovvero quella che dovrebbe essere una tra le più frequentate dai cittadini pescaresi in termini di passeggio ciclo-pedonale, nonché una via di comunicazione importante che va da Via Valle Roveto fino al ponte Flaiano, denominata come "pista ciclabile Val Pescara".

Tuttavia il progetto qui presente intende dar un nuovo volto a quell'ecosistema intrinseco che si sviluppa lungo tutto il fiume, dando una giusta motivazione in più per poter riqualificare una zona fluviale, potendo mettere in contatto o in armonia due mondi, quello umano con quello naturale, affrontato da una ottima gestione al livello strutturale, geologico, idrogeologico, economico, sociale ma soprattutto morale.

Il progetto si è sviluppato tenendo conto di quelle che sono le esigenze tecnologiche e architettoniche del luogo, gli studi fatti sull'impatto ambientale e sulle richieste di sistemazione dell'area circostante (bonus tesi).

Le proposte valutate inizialmente hanno portato sia per motivi estetici che tecnologici a scegliere una soluzione strallata ancorata a terra con doppia antenna asimmetrica. Tale scelta ha permesso di realizzare una struttura leggera, poco impattante ma comunque che desse una chiara identità al luogo, staccandosi completamente dal contesto di profitto personale, ma tenendo conto di due aspetti :

- 1) la vicinanza lungo fiume ed il mare, motivo di realizzazione di un ponte snello ed armonico, ma non troppo;
- 2) la presenza di ex cementifici, capannoni, fabbriche in disuso e soprattutto del cosiddetto "ponte di ferro" ad uso ciclo-pedonale.

Questi aspetti sopracitati risultano la chiave, dopo un'attento studio di altre passerelle strallate italiane, di come tale progetto debba fondersi con il tessuto umano-naturale risultando un esperimento progettuale gradevole in termini di praticità, estetica, gestione, armonia con il luogo, e con l'identità della città di Pescara.

Oltre al ponte sono state studiate le sistemazioni esterne progettate in modo da creare un legame con lo stesso ponte e una fruibilità degli spazi recuperati dall'area di cantiere da parte degli utilizzatori futuri della struttura.

N.B. La seguente Tesi, prevede lo studio del ponte strallato nei suoi diversi aspetti, tuttavia, data la complessità dell'opera e la scarsità di conoscenze di me medesimo (rispetto a chi di dovere) nei confronti di tale tematica, la tesi affronterà la progettazione dell'opera in maniera limitata, ad esempio verranno omessi le fasi inerenti alle verifiche di progetto dei vari elementi del ponte, come le torri in cemento armato, gli stralli ecc. data la loro complessità.

CAPITOLO 1 - EVOLUZIONE STORICA DEI PONTI

In questo capitolo andremo ad affrontare un tema assai lungo e vasto, ove non s'intende minimamente sostituire la trattazione proposta dai libri di testo e ne di opere letterarie / storiche circa questo argomento. Tuttavia in questa prima parte, andremo ad effettuare un breve viaggio storico sul concetto più primitivo di ponte e delle sue applicazioni, questo per creare un legame tra passato e presente... o forse futuro come diremmo noi. Non solo, ma la descrizione qui presente intende voler creare un legame tra lettore e progettista, al fine di metter il lettore in condizioni tali da poter capire l'importanza di dover collegare due mondi quali : naturale-artificiale, umano-ambientale, passato-futuro, paese-stato, culture diverse e così via, ovviamente tutto nel rispetto umano-ambientale, possibilmente più ambientale date le situazioni di trasformazione che si stanno verificando in questo nuovo secolo.

1.1. Ponti prima del XIX secolo

Nella storia dell'umanità la costruzione di ponti ha sempre rappresentato una sfida dal punto di vista tecnico e strutturale. Dai ponti in legno della Roma più antica a quelli in pietra dell'Impero, queste costruzioni divennero un elemento fondamentale del sistema viario e difensivo.

Dall'Ottocento ai giorni nostri, con lo sviluppo delle comunicazioni stradali e ferroviarie, i ponti divengono sempre più numerosi, soprattutto grazie all'introduzione di nuovi materiali – come l'acciaio e il cemento armato – e allo sviluppo della tecnologia strutturale.

PRIMI PONTI IN MATERIALI ORGANICI

I ponti primitivi furono costruiti in fibra naturale ed erano simili ai moderni ponti sospesi. La testimonianza più antica è fornita da una fune sul fiume Indus, vicino Swat, del 400 a.C., ma probabilmente il ponte sospeso era in uso già molto prima nel Sud Est Asiatico, nel Sud America e nell'Africa Equatoriale. In India, tra gli alberi usati come piloni, venivano disposti uno o due cavi principali in bambù, a cui era sospesa una strada pedonale a canne trasversali, provvista di cavi corrimano. Ponti simili, a volte costruiti con funi di vimini e viti ritorte, esistono ancora in Himalaya e altrove nel Sud Est Asiatico. Gli Incas, in Sud America, costruivano ponti sospesi con cavi in aloe (genere di piante delle liliacee) o intrecciati con vimini e con piloni di roccia naturale. Gli ancoraggi erano realizzati attaccando i cavi a pesanti travi di legno incrociate, tenute ferme da rocce. La manutenzione era affidata ai villaggi vicini, che dovevano provvedere ogni pochi anni alla riparazione e alla sostituzione dei cavi. Nell'Africa Equatoriale venivano utilizzate piante rampicanti di vario tipo per costruire i ponti.

Tali ponti realizzati dall'uomo avevano caratteristiche tecniche rudimentali: per superare un corso d'acqua si piantavano nel letto del fiume pali di legno che sostenevano una passerella, sempre in legno. Tale sistema, cosiddetto a campata, si svilupperà attraverso i secoli e diverrà l'odierno ponte a campate multiple, che, con il progresso delle tecniche costruttive e dei materiali, ha assunto forme e dimensioni diverse.

Se invece si doveva attraversare una piccola valle, in fiume, un ruscello o magari un torrente si tendeva una fune ancorandola sui due lati e su di essa si intrecciavano altre corde per sostenere tavole di legno sulle quali si camminava: questo avrebbe rappresentato lo schema basilare per il tipo di ponte sospeso, mediante l'uso di cavi in acciaio, molto utilizzato dall'Ottocento in poi.



Figura 1 - Primitivo ponte "a sbalzo" (cantilever) realizzato in Nepal.



Figura 2 - Primitivo ponte sospeso realizzato in India mediante radici di fico banyan dal popolo Khasi.

Successivamente fu adoperato il legno. E' probabile che il ponte a travata sia stato suggerito in natura dalla caduta degli alberi tra le due sponde dei ruscelli. Successivamente il ponte in legno assunse forme più complesse e robuste per superare luci maggiori, sopravvivendo alla diffusione dei materiali lapidei nel campo dei ponti, soprattutto per la difficoltà di trovare e trasportare tali materiali. Il legno si prestava bene alla costruzione delle travate, grazie alla sua capacità di resistere bene sia a sforzi di trazione che di compressione nella direzione parallela alle fibre; la sua leggerezza lo rendeva, inoltre, particolarmente adatto al superamento delle "grandi luci"; era, però, molto vulnerabile all'umidità e al fuoco. Altre caratteristiche negative sono la deformabilità e la difficoltà nella realizzazione delle giunzioni, che costituiscono dei veri punti deboli delle strutture in legno. Gli antichi ponti in legno non hanno retto al passare dei secoli e per questo non ne abbiamo testimonianze dirette.

In legno era il **Ponte Sublicio**, il più antico ponte di Roma, reso famoso dalla leggenda di Orazio Coclite. In legno erano, in genere, i ponti costruiti in guerra: nel De Bello Gallico (Cap. 17, Libro IV) è riportata la descrizione dettagliata della costruzione di un Ponte sul Reno; un bassorilievo della Colonna Traiana riproduce il famoso Ponte sul Danubio, costruito da Apollodoro presso Kladora in Serbia, all'epoca della spedizione di Traiano contro i Daci, composto da 20 piloni in muratura, sui quali poggiavano arcate in legno di 55 m di luce.



Figura 3 - Ponte Sublicio, Roma, realizzato prima Tullio Ostilio nel 641 a.C. e terminato da Anco Marzio (675 a.C., 616 a.C.)



Figura 4 - Ponte Sublicio, Roma, ristrutturazione dopo numerose inondazioni nel 60 a.C. sotto Antonino Pio.

L' ANTICA ROMA

Inizialmente i Romani costruirono ponti in legno, come il più antico tra i ponti di Roma, il Sublicio, che la tradizione vuole sia stato realizzato dal re Anco Marzio. Tuttavia, specialmente con l'espansione dell'Impero e con la conseguente costruzione del sistema di strade consolari, venne adottato il sistema ad archi a tutto sesto in pietra: ne sono esempio il ponte di Augusto a Rimini e il ponte di Gard a Nîmes, in Francia, a tre ordini sovrapposti di archi, esempio di tecnica costruttiva evoluta e simbolo della potenza imperiale e del controllo sul territorio. Si pensi che il termine pontifex («artefice del ponte», dai termini latini pons e facere), che indicava il magistrato preposto alla costruzione e alla manutenzione dei ponti, in seguito fu un titolo assunto dagli imperatori e poi dai papi (pontefici).

IL PONTE AD ARCO IN MURATURA

Uno sviluppo notevole nella costruzione dei ponti si ebbe con quella che è stata definita la più alta invenzione dell'arte classica in campo tensionale, ossia l'arco, che consentì l'impiego di materiali non resistenti a trazione, come la muratura. L'arco in muratura ha costituito fino alla metà del XX secolo la tipologia di gran lunga più impiegata nel campo dei ponti.

Insigni esempi sono stati lasciati soprattutto dai romani, ma anche da altre civiltà: l'arco era già conosciuto nelle antiche civiltà dell'Egitto, della Babilonia, della Persia, e nella Magna Grecia. Grande merito dei romani è stato quello di avere impiegato largamente l'arco, ma anche di aver utilizzato come legante il cemento naturale basato sulla pozzolana. La costruzione dei ponti sul Tevere era presieduta dal Collegio dei Pontefici, cioè dei costruttori di ponti, con a capo il Pontefice Massimo. Il titolo di Pontifex, che poi passò agli imperatori romani ed è ancora in uso per designare il Papa, è stato interpretato etimologicamente con riferimento a questa grande opera di ingegneria civile.

E' senz'altro curioso il fatto che l'arco sia stato utilizzato per molti secoli senza che se ne comprendesse il funzionamento statico. Leonardo da Vinci propose delle regole pratiche per la progettazione di un arco e alcuni suoi schizzi dimostrano come egli si sia posto il problema di determinare la spinta, ossia l'azione orizzontale trasmessa dall'arco alle fondazioni in corrispondenza delle imposte. Nel primo trattato sui ponti, dovuto al francese Henri Gautier (1714), si fornivano delle regole auree, si suggerivano rapporti tra le dimensioni delle varie parti, si raccomandava di fare attenzione alla spinta, ma non venivano fornite indicazioni su come valutarla.

Le prime teorie sulla determinazione della linea delle pressioni, e quindi sulla spinta, furono di Claude Antoine Couplet (1730); successivamente l'argomento interessò molti insigni studiosi, tra i quali Charles Coulomb (1773), Gabriel Lamé e Émile Clapeyron (1823) e finalmente si scoprì il mistero della spinta e come proporzionare la spalla. Carlo Alberto Castigliano (1879) eseguì studi approfonditi sul regime statico degli archi; notevole è la sua analisi sul comportamento del Ponte Mosca di Torino.



Figura 5 - il Pont du Gard, l'acquedotto più alto dell'impero romano, costruito nel 19 a.C. da Marco Vipsanio Agrippa sotto l'impero di Augusto



Figura 6 - Ponte Sant'Angelo, noto anche come pons Aelius (ponte Elio), costruito a Roma nel 134 dall'imperatore Adriano, su progetto di un certo Demetriano, per collegare alla riva sinistra il suo mausoleo.

La costruzione di un arco avviene per conci, posti in opera a secco o intervallati da malta, e necessita di una centina fino alla posa in opera dell'ultimo concio in chiave, che rappresenta l'operazione di "chiusura dell'arco". L'altezza della sezione in chiave rispetto alle imposte è la freccia dell'arco. Il segreto dell'arco in muratura risiede non tanto nelle buone qualità dei materiali adoperati, quanto nella sua forma che deve essere tale da garantire che almeno una possibile curva funicolare dei carichi agenti si trovi ovunque all'interno della sagoma dell'arco. Gli archi romani erano di forma circolare a tutto sesto, il che determinava una forte limitazione della massima luce superabile: l'arco molto rialzato, ossia con rapporto freccia/luce elevato (nell'arco a tutto sesto è 0,5), non si presta bene al superamento delle grandi luci.

L'arco ribassato apparve in Europa soltanto intorno al '300, probabilmente a seguito dell'influenza cinese, dove invece era già utilizzato. Marco Polo (1254-1324) nel Milione parla dei ponti cinesi e descrive la Cina come un paese di fiumi e di ponti. Insigni esempi di archi ribassati costruiti in Europa sono:

- il Ponte Vecchio a Firenze, completato nel 1325 e costituito da tre archi di luce pari a 28,7 m e freccia di 4,2 m;
- il Ponte di Rialto, aperto nel 1591, che attraversa il Canal Grande a Venezia, con una luce di 27 m;
- il Pont de la Concorde a Parigi, con luci di 31,2 m e rapporto freccia/luce pari a 1/8, completato nel 1791 su progetto di Jean-Rodolphe Perronet, fondatore della Ecole Royale des Ponts et Chaussées;
- il Ponte Mosca (dal nome dell'architetto che ne curò progettazione e realizzazione), primo ponte in pietra costruito a Torino sulla Dora Riparia; completato nel 1827, il ponte ha una luce di 55 m e una freccia di soli 5,5 m, la larghezza è 13,70 m.

Tra gli archi non ribassati merita un ricordo il bellissimo Stari Mostar sul fiume Neretva a Mostar, costruito nel 1566 dall'architetto turco Mimar Hajrudin su incarico del sultano Solimano il Magnifico, purtroppo distrutto nel 1993 durante la guerra in Bosnia ed Erzegovina.

Nel mondo occidentale, oggi l'arco in muratura è considerato superato; tuttavia non lo è per altre civiltà, come testimoniano gli straordinari ponti cinesi, di realizzazione relativamente recente, caratterizzati da un rapporto freccia/luce molto basso:

- il **Changhung Bridge** sul fiume Nanpan, Yunnan, con luce di 112,5 m, completato nel 1961,
- il **Chiuhsikou Bridge**, a Fengtu, Szechuan, di luce 116 m, completato nel 1972,
- il **Dan River Bridge**, sul fiume Xindan, lungo l'autostrada Jin-Jiao a 10 km da Jicheng nello Shanxi, completato nel 2000, che con i suoi 146 m di luce e freccia di 82 m è il ponte a in muratura più lungo al mondo.

Tali luci non avrebbero certo stupito Leonardo da Vinci che, per attraversare il Corno d'Oro ad Istanbul, propose al sultano Bayazid II un ponte ad arco di luce netta pari a 240 m, freccia di 57 m e spessore variabile da 42 m alle imposte a 9 m in chiave. L'opera non fu realizzata per le allora insormontabili difficoltà esecutive, ma la sua staticità è stata dimostrata da Stüssi.

Non mancano esempi di rudimentali ponti a travata di pietra. Un esempio è sull'East Dart River a Postbridge on Dartmoor nel Devon, che si pensa risalga al XII secolo ed è costituito da enormi lastre di granito poggianti su pile anch'esse in granito. Il più antico, costruito nell'850 a.C., è un ponte sul fiume Meles a Smyrna, l'odierna Izmir, in Turchia. Molto suggestivo è l'Anping Bridge a Chuanchow, importante porto marittimo cinese durante la dinastia Sung; completato nel 1152, è costituito da 331 pile di pietra, sulle quali poggiano travate formate da più blocchi di pietra affiancati, per un percorso complessivo di oltre 2000 m.

I PONTI FORTIFICATI NEL MEDIOEVO

La costruzione dei ponti durante l'età medievale era affidata a speciali ordini religiosi (fratres pontifices), che tramandarono i principi costruttivi messi a punto dai Romani. I ponti cittadini divennero al tempo stesso passaggio e fortezza, dovendo difendere luoghi strategici di accesso alle città. Si presentavano in alcuni casi con le cosiddette teste di ponte, veri e propri edifici con cammini di ronda posti alle due estremità. Tra i ponti più importanti realizzati nel Medioevo vi sono quello sul fiume Rodano ad Avignone, il ponte di Londra e il Ponte Vecchio di Firenze, tra i primi ad adottare l'arco a sesto ribassato, più 'schiacciato' rispetto all'arco a tutto sesto.



Figura 7 - Ponte Vecchio, Firenze. Ricostruito nel 1345 dall'allievo di Giotto, Taddeo Gaddi.

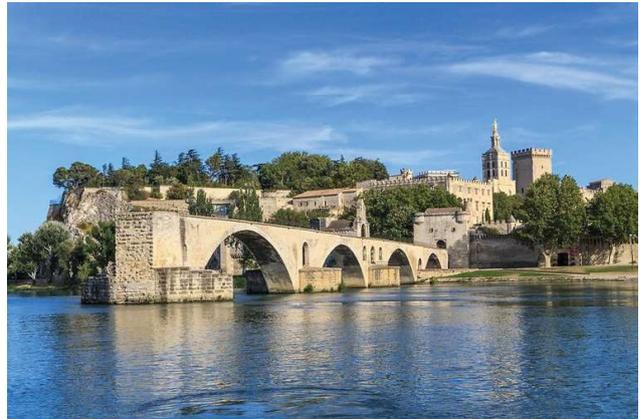


Figura 8 - Il ponte San Benedetto (in francese pont Saint-Bénézet), comunemente noto come ponte di Avignone. E' un ponte sul Rodano edificato fra il 1177 ed il 1185 e che parte dalla città di Avignone sulla riva sinistra del fiume. Completato nel 1185 e più volte ricostruito, il ponte collegava Avignone con Villeneuve-lès-Avignon sulla riva destra del Rodano.

IL RINASCIMENTO

Nell'età rinascimentale anche la tecnica costruttiva dei ponti venne influenzata dal progresso scientifico. Tra i disegni di Leonardo da Vinci troviamo diverse proposte di ponti a travatura reticolare, un sistema di armature lignee di sostegno; anche Palladio fu progettista di ponti. La tradizionale struttura ad arcate in pietra venne perfezionata: con il ribassamento dei tre archi in marmo bianco il ponte fiorentino di Santa Trinita, realizzato nel 1567-69 da Bartolomeo Ammannati, venne apprezzato per l'eleganza; come anche, pochi anni dopo, il ponte di Rialto a Venezia, ad arco ribassato con sei arcature superiori sorreggenti il tetto.



Figura 9 - Il ponte di Rialto è uno dei quattro ponti, insieme al ponte dell'Accademia, al ponte degli Scalzi e al ponte della Costituzione, che attraversano il Canal Grande, nella città di Venezia. Dei quattro, il ponte di Rialto è il più antico e sicuramente il più famoso. Costruito dal progettista Antonio Da Ponte dal 1588 al 1591.



Figura 10 - Fu costruito in legno nel 1252, grazie al podestà Filippo Ugoni con il patrocinio della famiglia Frescobaldi, prendendo il nome dalla vicina Basilica di Santa Trinita Rodano (Firenze).

1.2. Ponti dopo il XIX secolo

PONTI METALLICI

Il primo materiale moderno da costruzione, il ferro, diffusosi nel XIX secolo, è stato prontamente impiegato per la costruzione dei ponti. Prima ancora era stata utilizzata, verso la fine del '700, la ghisa. Il primo ponte in ghisa è quello costruito da Abraham Darby III sul fiume Severn a Coalbrookdale in Inghilterra nel 1779 e oggi considerato World Heritage Site dall'Unesco. Nel 1795 il Ponte di Darby sopravvisse a uno straripamento del Severn che aveva distrutto molti ponti, dimostrando la migliore tenuta dei ponti metallici e incoraggiandone il successivo sviluppo.

Invero, a parte il materiale adoperato, la tecnica risentiva ancora fortemente delle costruzioni in legno, tanto da impiegare per le giunzioni esclusivamente incastri a coda di rondine e a tenone e mortasa. La ghisa non ha avuto lunga vita, essendo stata soppiantata dal ferro e successivamente dall'acciaio, che non presentavano la fragilità e la scarsa resistenza a trazione della ghisa.

Le luci superabili sono diventate così sempre più grandi, grazie anche all'evoluzione dei sistemi strutturali, dalla trave semplicemente appoggiata alla trave continua, dalla trave ad anima piena alla travatura reticolare, ai sistemi spingenti a piedritti inclinati o ad arco, fino al ponte sospeso. Due ingegneri è doveroso ricordare:

- Robert Stephenson, che nel 1850 progettò il Britannia Bridge sul Menai Strait nel Galles settentrionale, un ponte a travata continua su quattro luci, di 72 m le laterali e 142 m le centrali, che rispecchiava magistralmente la moderna concezione dei ponti a travata in acciaio;
- Gustave Eiffel, che nel 1884 realizzò il Viadotto di Garabit sul fiume Truyère nel Massif Central in Francia, di circa 560 m di lunghezza complessiva e comprendente un ponte ad arco di 165 m di luce, alto 120 m rispetto al fiume.

Della stessa epoca sono il Ponte Luiz I sul fiume Douro a Oporto, ad arco di luce 172.5 m, a due vie, superiore e inferiore, completato nel 1885, e il Ponte di Paderno sull'Adda, ad arco parabolico di luce 150 m, sovrastato da una travatura reticolare con doppia carreggiata, stradale quella superiore, ferroviaria quella inferiore, completato nel 1889.

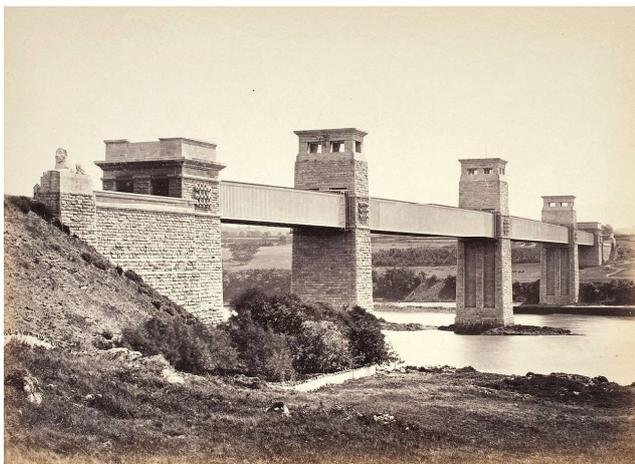


Figura 11 - Il Britannia Bridge è un ponte sullo Stretto di Menai tra l'isola di Anglesey e la terraferma del Galles. Progettato dal noto Ingegnere ferroviario Robert Stephenson nel 1846



Figura 12 - Il Britannia Bridge è un ponte sullo Stretto di Menai tra l'isola di Anglesey e la terraferma del Galles. Recupero strutturale a seguito di un disastroso incendio avvenuto nel 1966.

PONTI IN CEMENTO ARMATO

Al ferro si affiancò, verso la fine dell'800, questo nuovo materiale, i cui inizi sono dovuti a un giardiniere francese, Joseph Monier, che nel 1867 ottenne un brevetto riguardante la costruzione di vasi e recipienti in cemento con armatura di ferro. Nel cemento armato c'è una perfetta collaborazione tra il conglomerato cementizio, cui sono affidati gli sforzi di compressione e il compito di conferire rigidità agli elementi strutturali, e l'acciaio, cui sono affidati gli sforzi di trazione. Il nuovo materiale modificò radicalmente il mondo delle costruzioni: consentiva di realizzare qualsiasi forma e risultava molto competitivo dal punto di vista economico.

Nella costruzione dei ponti il cemento armato è stato inizialmente adattato alle vecchie forme dei ponti, tipiche della muratura, non sfruttando pienamente le sue potenzialità; successivamente è stato utilizzato liberandosi dai vincoli tradizionali, consentendo nuove forme e anatomie di strutture. Per quanto riguarda le luci superabili, il cemento armato non ha le potenzialità dell'acciaio, anche se rispetto ad esso presenta i pregi di una maggiore durevolezza e plasmabilità.

Il primo grande progettista di ponti in cemento armato fu François Hennebique, che utilizzò questo nuovo materiale con grande intuizione, anche se non con grande approfondimento teorico. A lui è dovuto il **Ponte Risorgimento sul Tevere** a Roma (1911), ad arco molto ribassato con luce di 100 m e freccia di 10 m, un'opera audace per geometria e modalità esecutive. Infatti, per ottenere un aumento della freccia effettiva rispetto a quella geometrica, e di conseguenza una spinta inferiore, si procedette al disarmo (rimozione della centina) anticipato, procurando delle parzializzazioni alle imposte, con conseguente abbassamento del baricentro delle sezioni resistenti.

Un nuovo modo di pensare l'architettura del cemento armato fu introdotto da Robert Maillart, il quale intuì le grandi potenzialità del nuovo materiale, realizzando ponti di grande eleganza e dinamicità, opportunamente alleggeriti rispetto ai tradizionali ponti in muratura. Tra le opere che hanno segnato la professione di Maillart ricordiamo il **Ponte di Tavanasa sul Reno** (1905), di 51 m di luce, nel quale arco e impalcato sono collegati in una zona centrale e si separano verso le imposte, e il **Ponte di Salgina**, a Schiers (1930), di 90 m, dove arco e impalcato erano collegati anche da alcuni setti.



Figura 13 - Il viadotto Salginatobel (ted. Salginatobelbrücke) è un ponte ad arco, in calcestruzzo armato, che varca una profonda gola nel territorio comunale di Schiers, nel cantone svizzero dei Grigioni. Progettato da Robert Maillart tra il 1928-1930.

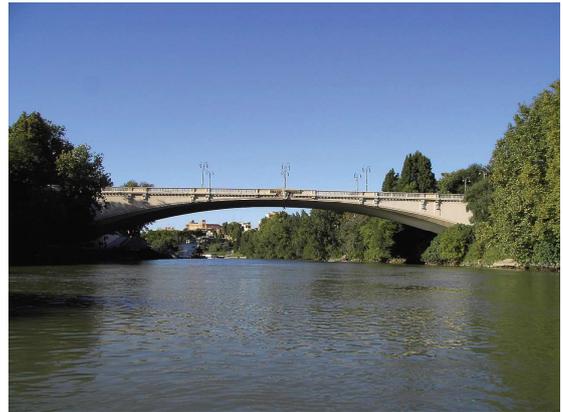


Figura 14 - Ponte del Risorgimento (o più semplicemente ponte Risorgimento) è un ponte che collega piazzale delle Belle Arti a piazza Monte Grappa, a Roma, nei quartieri Flaminio e Della Vittoria. Progettato da Giovanni Antonio Porcheddu nel 1909-1911.

PONTI IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

Eugène Freyssinet molto spesso metteva in forza l'arco mediante dei martinetti al fine di distanziare le parti, prima della successiva colata che le solidarizzava. Questo mettere in compressione il calcestruzzo in modo artificiale gli fece intuire le possibilità di introdurre uno stato di coazione in una trave in cemento armato, al fine di mantenere ovunque il materiale in compressione all'applicazione dei carichi. Nel cemento armato, infatti, il conglomerato cementizio non viene utilizzato al meglio, in quanto la sua scarsa resistenza a trazione determina, da un lato, la presenza di materiale che non collabora staticamente e che rappresenta solo un peso morto, dall'altro, la formazione di fessure con conseguente esposizione dell'armatura e ossidazione della stessa. Lo stato di coazione viene realizzato mediante il mutuo contrasto tra cavi d'acciaio tesi tra le estremità della trave e la trave stessa. Il contrasto può avvenire alle due testate della trave, realizzando una precompressione a cavi scorrevoli, o per aderenza tra acciaio e calcestruzzo, e si parla in tal caso di precompressione a fili aderenti. A causa dei fenomeni lenti del calcestruzzo, noti rispettivamente come ritiro (riduzione spontanea di volume) e viscosità (deformazione differita nel tempo in presenza di carico costante), e del rilassamento dell'acciaio (riduzione di tensione a deformazione costante), lo sforzo inizialmente applicato tende a ridursi nel tempo. Pertanto, la realizzazione pratica della tecnica della precompressione è stata possibile solo quando si sono prodotti acciai armonici ad elevata resistenza, che consentono di applicare notevoli sforzi iniziali di precompressione; di questi, però, un'elevata percentuale (30-40%) va persa nel tempo.

La precompressione, quindi, ha consentito di realizzare strutture più snelle e di luce maggiore. Nel campo dei ponti in cemento armato precompresso spicca il nome di **Riccardo Morandi**, progettista sperimentatore più che calcolatore, che operò affidandosi prevalentemente al suo geniale intuito anziché a teorie astratte. Al suo nome sono legati 7 brevetti sui sistemi di precompressione. Tra le opere di maggior interesse: il **Ponte San Nicola** (1955) a Benevento, il **Viadotto Bisantis sulla Fiumarella a Catanzaro** (1962), che comprende un arco di 235 m di luce, e alcuni ponti strallati di grande rilevanza, di cui si dirà in seguito.



Figura 15 - Il ponte Bisantis (denominazione ufficiale: Viadotto Bisantis, detto anche Ponte Morandi, Viadotto sulla Fiumarella o, in dialetto catanzarese, "U punta 'e Catanzaru" o "U punta subb'a Hjumareddha") è un ponte ad arco stradale e pedonale, composto da un'unica carreggiata e da 3 corsie, due in direzione SO e una in direzione NE, costruito su una sola arcata in calcestruzzo armato (C.A.)

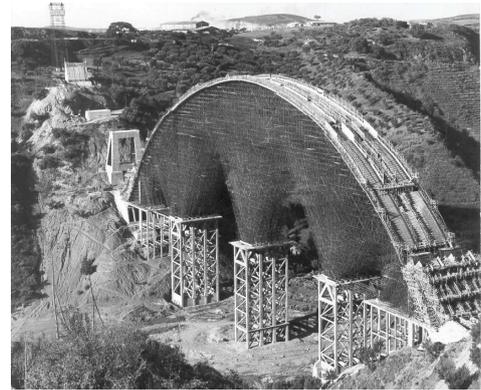


Figura 16 - Nel 1958, in pieno periodo di boom economico, il nuovo presidente Aldo Ferrara (1958-1970) commissionò alla So.Ge.Ne di Roma, allora uno dei primi main contractor al mondo, la costruzione dell'opera d'arte, con un costo preventivato di due miliardi di lire, di cui circa la metà finanziato dalla Cassa del Mezzogiorno. Progettista Riccardo Morandi.

PONTI A STRUTTURA MISTA

Molto utilizzati negli ultimi decenni sono stati i ponti costituiti da travi in acciaio e soletta in cemento armato, nei quali i pregi dei due materiali vengono esaltati. Alle travi in acciaio, infatti, sono affidati prevalentemente gli sforzi di trazione, alla soletta in calcestruzzo quelli di compressione nonché i compiti di conferire al complesso una sufficiente rigidità e di creare una superficie adatta ad ospitare il piano stradale. L'acciaio-calcestruzzo è nato in modo piuttosto occasionale, notando come solai costituiti da travi in ferro e soletta cementizia, calcolati considerando portanti le sole travi in ferro, come se la soletta fosse semplicemente un carico morto senza alcuna funzione statica, si comportassero in realtà meglio di quanto previsto. Si capì che questo risultato era dovuto al contributo della soletta, possibile grazie all'attrito che si creava tra acciaio e calcestruzzo e come, migliorando questo attrito, si potessero avere dei grandi vantaggi. Inizialmente l'attrito tra travi e soletta era favorito dalla presenza, all'estradosso delle travi, delle teste dei chiodi che si opponevano allo scorrimento. Oggi le travi metalliche vengono composte mediante saldatura e, per contrastare lo scorrimento tra la piattabanda superiore e la soletta in calcestruzzo, si dispongono sulle travi metalliche dei pioli elettrosaldati. Molto diffuse sono anche le strutture miste costituite da travi in cemento armato precompresso e soletta in cemento armato, nelle quali la precompressione è applicata solo ad una parte limitata della struttura, in particolare quella che risulterebbe altrimenti tesa, con ovvii vantaggi dal punto di vista economico.

PONTI A TRAVATA

La tipologia attualmente più diffusa è quella di travi appoggiate su pile verticali. Generalmente si tratta di strutture isostatiche, in cui la trave di ciascuna campata è indipendente da quelle delle campate adiacenti ed è semplicemente appoggiata sulle pile. Già per piccole luci il cemento armato non è vantaggioso dal punto di vista economico: attualmente nel campo dei ponti a travata i materiali più usati sono il cemento armato precompresso e il sistema misto acciaio-calcestruzzo, che offrono anche notevoli vantaggi dal punto di vista esecutivo. La prefabbricazione e il successivo montaggio consentono di costruire il ponte varando le travi, senza costruire una centina. Tale procedimento è particolarmente vantaggioso quando la struttura deve superare un corso d'acqua o, nel caso di cavalcavia, qualora non sia possibile interrompere il traffico sulla strada o ferrovia sottostante. Il varo può avvenire anche per spinta longitudinale, che consente di posizionare la travata anche su pile di notevole altezza e di superare grandi luci in aree impraticabili.

La travata può essere a sezione aperta o monoconnessa, formata da un insieme di nervature longitudinali, collegate tramite nervature trasversali e una soletta superiore, che ospita la piattaforma stradale, o a sezione chiusa o pluriconnessa, con soletta superiore eventualmente sporgente, per alloggiare il piano viario. La differenza tra i comportamenti statici dei due schemi consiste essenzialmente nel modo di fronteggiare i carichi torcenti, che causano una rotazione della travata intorno al suo asse longitudinale. Nella sezione aperta l'effetto dei carichi torcenti si traduce in un aggravio di flessione nelle nervature di bordo (torsione secondaria), mentre nella sezione chiusa viene fronteggiato dalla trave con la sua rigidità torsionale primaria. La seconda soluzione consente di superare luci maggiori. Nello schema di trave semplicemente appoggiata la sezione maggiormente sollecitata è quella di mezzera, dove si verifica il massimo momento flettente che, invece, risulta nullo in corrispondenza degli appoggi.

La trave continua, ossia la trave su più di due appoggi, consente di realizzare campate di luce maggiore rispetto alla trave su due appoggi, in quanto ciascuna campata esercita un'azione di "contrappeso" su quelle adiacenti. Avvicinandosi agli appoggi interni il momento flettente cambia di segno; i valori massimi assoluti del momento flettente si verificano in corrispondenza dei supporti interni e sono inferiori (per almeno quattro appoggi) rispetto a quello di mezzera di una trave semplicemente appoggiata di uguale luce. Spesso si ricorre, per ovvii motivi di economia, ad una trave a sezione (altezza) variabile. Le pile possono raggiungere altezze notevoli: l'Europa Brücke, una trave continua a sei campate sull'autostrada tra il Brennero e Innsbruck, completato nel 1963, ha una luce massima di 198 m e la pila più alta di 146.5 m; il Viadotto sul Lao lungo l'autostrada Salerno - Reggio Calabria, è costituito da una trave continua a 3 campate, con luce massima di 175 m e pila maggiore alta 150 m.



Figura 17 - Il ponte fa parte dell'autostrada del Brennero (lato austriaco: Brennerautobahn A13) e con la sua altezza dal fondo valle di 190 metri è uno dei ponti più alti d'Europa. Realizzato tra il 1960-1963.



Figura 18 - Il ponte passa sulla valle del fiume Irminio tra le città di Ragusa e Modica. È composto da una serie di pilastri in calcestruzzo e campate traverse in acciaio. Realizzato dal progettista Riccardo Morandi nel 1975-1984.

Negli schemi di trave, sollecitati prevalentemente a flessione, il materiale è sempre scarsamente utilizzato. Infatti, nella generica sezione trasversale, solo ai due estremi, superiore (estradosso) e inferiore (intradosso), vengono attinte le massime tensioni, di compressione o di trazione. Tale inconveniente viene superato dalle travature reticolari, nelle quali la trave a parete piena è sostituita da un insieme di aste disposte secondo le direzioni preferenziali degli sforzi e pertanto soggette a sollecitazioni assiali, di trazione o di compressione. Si sfrutta così al meglio il materiale, riducendone al minimo la quantità e, quindi, il peso proprio delle strutture, obiettivo indispensabile quando si prendono in considerazione le grandi luci. Per ponti di luce maggiore bisogna ricorrere ad altri schemi statici, nell'ordine: l'arco, il ponte strallato, il ponte sospeso.

L'ARCO: ALTERNATIVA ALLA TRAVE

Grazie alla sua forma l'arco sopporta i carichi esterni prevalentemente mediante sollecitazione di compressione, con tensioni pressoché uniformi nella generica sezione e, pertanto, consente un migliore utilizzo del materiale. La limitazione teorica della massima luce di un arco è dettata da problemi di instabilità dell'equilibrio, tipici della strutture soggette a compressione. L'argomento, affrontato come pura curiosità scientifica da Leonhard Euler verso la fine del '700, ha trovato enormi applicazioni con la diffusione delle strutture snelle nel XX secolo.

Nel campo dei ponti, l'arco necessita sempre di una travata, collegata ad esso mediante elementi verticali (pilastri o stilate), che ospita il piano viario e che contribuisce al funzionamento del sistema strutturale arco-trave. A seconda dell'importanza del contributo della travata si passa dall'arco puro, nel quale l'elemento strutturale principale è l'arco e la trave ha solo il compito di trasferirgli i carichi su di essa agenti, all'arco a travata irrigidente, proposto ed adoperato da Roberto Maillart. In quest'ultimo schema avviene una ripartizione di compiti ben precisa tra trave ed arco: alla prima, dotata di una elevata rigidità flessionale, vengono affidati i momenti flettenti; il secondo, invece, realizzato volutamente di spessore molto piccolo (una vera voltina), è sollecitato esclusivamente a semplice sforzo normale di compressione. Le stilate, che collegano la trave e la voltina, conferiscono a quest'ultima l'irrigidimento necessario per far fronte ai suddetti problemi di instabilità.

Si sono già ricordate le principali opere di Maillart. Tra le maggiori realizzazioni ad arco puro, invece, vanno ricordati il Ponte di Sando a Stoccolma (1943), 264 m di luce e 45 m di freccia, il Ponte di Sydney (1964) di 300 m di luce, e il Wanxian Yangtze Bridge in Cina (1997), con arco in cemento armato di 429 m di luce e 85 m di freccia.

Nel realizzare un ponte ad arco, inoltre, è necessario prevedere delle strutture di fondazione in grado di trasmettere al terreno azioni orizzontali di notevole entità, ossia la già citata spinta. Se il terreno di fondazione non è in grado di sopportare tali azioni, si può realizzare un arco a spinta eliminata, nel quale la spinta è assorbita da una catena, ossia un tirante che collega le imposte dell'arco. La catena funge anche da impalcato ed è sospesa all'arco: si parla, in questi casi, di arco a via inferiore. A seconda del tipo di sospensione, ossia con elementi verticali o inclinati, si hanno gli schemi Larsen o Nielsen, rispettivamente.

Di notevole interesse sono anche i ponti ad arco metallici, realizzati con una struttura reticolare. Oltre alle opere già citate, vanno ricordati:

- il **Sydney Harbour Bridge**, completato nel 1932, con luce di 503 m e freccia di 107 m, che porta 4 binari ferroviari e una carreggiata stradale larga 17 m, il cui collaudo ha richiesto l'uso di 72 locomotive di peso complessivo pari a 7000 kN;
- il **New River Gorge Bridge**, a Fayetteville in West Virginia, con luce di 518 m, completato nel 1977;
- il **Bosideng Bridge**, nella Hejiang County della provincia del Sichuan, di luce 530 m, aperto nel 2012;
- il **Lupu Bridge**, a Shanghai, luce pari a 550 m, completato nel 2003, e ponte più lungo al mondo fino al 2009;
- il **Chaotianmen Bridge**, a Chongqing, completato nel 2009, con luce di 552 m, il più lungo ponte ad arco nel mondo.



Figura 19 - Il Ponte Chaotianmen è un ponte stradale e ferroviario sul Fiume Azzurro nella città di Chongqing, nella Cina centro meridionale. Al 2019 è il ponte ad arco a via intermedia in acciaio più lungo del mondo, con una luce di 552 metri. Realizzato dal 2004 al 2009.



Figura 20 - Il Sydney Harbour Bridge (in italiano noto anche come il ponte di Sydney) è un ponte ad arco con piano stradale sospeso situato a Sydney in Australia. Il ponte collega il quartiere degli affari di Sydney con l'area settentrionale della città, North Shore, attraversando nella sua lunghezza la baia di Sydney, costituita dalla foce del fiume Parramatta. Realizzato dal 1923 al 1932.

I PONTI DI GRANDE LUCE

“Il problema delle grandi luci ha sempre affascinato sia gli specialisti che i profani. Per costruire un ponte di luce superiore a quelle precedentemente raggiunte occorrono non soltanto grandi conoscenze tecniche e capacità non comuni ma anche intuizione ed audacia creativa. Si tratta, infatti, di conseguire un trionfo sulle forze della natura ed un progresso nella lotta contro l’umana deficienza” (Stüssi, 1954)

La tipologia che consente di superare le luci maggiori è il ponte sospeso, che funziona come un arco capovolto. È costituito da una o più funi in acciaio (parallele, in genere almeno due), alle quali è sospeso l’impalcato (in acciaio o c.a.) che ospita il piano viario, mediante dei tiranti anche essi in acciaio. Le funi si sviluppano su tre luci, una principale e due laterali. Alle estremità delle luci laterali le funi possono essere ancorate agli estremi della travata, che risulterà fortemente compressa, e il ponte sospeso si presenta come un arco a spinta eliminata capovolto; in alternativa possono essere ancorate al suolo con la necessità di prevedere strutture di fondazione in grado di trasferire al terreno le azioni orizzontali, come per gli archi. In entrambi i casi, gli ancoraggi devono trasmettere al suolo le azioni verticali dirette verso l’alto (di sollevamento). Alla travata è affidato il compito di sopportare localmente i carichi, limitando le deformazioni. Al crescere della luce l’importanza della rigidità flessionale della travata rispetto a quella estensionale delle funi, che può essere notevole per le piccole e medie luci, diventa sempre minore fino a diventare insignificante per le grandissime luci. Le notevoli dimensioni che si raggiungono rendono i ponti sospesi estremamente vulnerabili alle azioni dinamiche indotte dal vento. Anche la valutazione degli effetti di un terremoto è alquanto complessa, essendo i punti di appoggio molto distanti tra loro e quindi soggetti ad azioni sismiche diverse per intensità e fase, anche se le frequenze proprie di vibrazione sono molto basse e al di fuori dell’intervallo di interesse sismico.

Si è detto che i primi ponti sospesi avevano le funi in fibra naturale. La prima trasformazione di questi primitivi ponti sospesi costruiti con cavi di fibra naturale in cavi metallici avvenne in Cina, dove i cavi furono rimpiazzati da catene di ferro unite da barre del diametro di un pollice, e i piloni erano spesso in muratura. Un elegante esempio di questa tipologia è un ponte a catena di 60 m di lunghezza sul fiume Hwa Kiang, costruito nel 1632 e tuttora esistente. Molti ponti a catene più piccoli si trovano nel nord della Cina e per motivi di sicurezza i capi carovana sono ben attenti a limitare il numero degli animali che attraversano il ponte contemporaneamente.

I primi ponti sospesi dell’era moderna furono costruiti alla fine del XVIII secolo in Inghilterra e negli USA ed erano anch’essi a catene. A quei tempi erano già noti gli studi di Johann Bernoulli (1691) sulla catenaria e di Fuss (1794) sul cavo parabolico. La stabilità del ponte era affidata esclusivamente alle funi, mentre la trave aveva solo il compito di trasferire i carichi alle funi stesse.

Grande interesse per questo argomento c’era in quel tempo in Francia. Claude Navier visitò l’Inghilterra nel 1821 col proposito di studiare i ponti sospesi e nel 1823 pubblicò il suo libro *Mémoires sur les ponts suspendus*. Nel 1826 fu completato il **Menai Straits Bridge** di 175 m di luce, il quale creò uno standard di ingegneria per il futuro e stabilì un record mondiale per la sua lunghezza. Il ponte, che impressionò Navier e influenzò la maggior parte degli ingegneri di ponti, era sostenuto da catene con anelli piatti in ferro battuto. Le vibrazioni verticali e orizzontali dovute al vento lo danneggiarono: si comprese allora l’importanza della travata, la quale con la sua rigidità flessionale poteva anche contribuire a ridurre la notevole deformabilità del ponte sospeso sotto i carichi verticali.

Ponti sospesi a catene furono costruiti anche in Italia: il **Ponte sul Lima** a Formali del 1840 è ancora esistente; parzialmente distrutto è il **Ponte sul Garigliano**, in prossimità della foce del fiume, mentre del Ponte sul Calore, presso Benevento, sono rimasti solo i piloni in muratura. Questi ultimi due ponti furono costruiti dai Borbone negli anni 1830-31, a testimonianza della loro sensibilità nei confronti del progresso tecnologico.

La tecnica migliorò rapidamente e nel 1883 fu completato il Brooklyn Bridge a New York, con piloni in muratura, che con i suoi 486 m raddoppiò la campata più lunga esistente. Lo sviluppo della teoria consentì di progettare ponti di luce sempre maggiore, mentre altri insuccessi, come quello del Tacoma Narrows Bridge nel 1940, di luce di 853 m con trave alta 2.44 m, che crollò sotto l'azione del vento dopo giorni di agonia, misero ancora in evidenza l'importanza della rigidità della travata. Il nuovo ponte, costruito nel 1950, ha la stessa luce ma la trave è alta 10 m. Oggi si tende a realizzare travi di forma aerodinamica, trasparenti al vento, le quali recano il minimo disturbo possibile al naturale flusso dell'aria. Inoltre, il comportamento aerodinamico del ponte viene sempre studiato su modelli in galleria del vento, prima della costruzione.

Dopo il Brooklyn Bridge, l'utilizzo dei ponti sospesi ha consentito un graduale ma sensazionale incremento della luce:

- nel 1932 fu completato il **George Washington Bridge** a New York, primo ponte a superare il chilometro, con i suoi 1067 m;
- nel 1937 fu la volta del **Golden Gate Bridge** a S. Francisco, con luce di 1280 m, il ponte sospeso più famoso al mondo, che sorge in un'area molto esposta alle correnti e ai venti dell'Oceano Pacifico e viene verniciato in continuazione;
- nel 1964 fu aperto al traffico il **Verrazzano Bridge**, che collega Brooklyn a Staten Island a New York, tuttora il ponte più lungo negli USA, con i suoi 1298 m;
- nel 1981 il primato passò all'**Humber Bridge** nell'Humbershire, tra Barton-upon-Humber e Hessle, la cui campata principale è 1410 m;
- nel 1996 fu completato il Great Belt Link East Bridge in Danimarca, con una campata sospesa di 1624 m e una sezione aerodinamica che offre scarsa resistenza al vento; è il ponte più lungo in Europa;
- infine, nel 1998 è stato inaugurato l'**Akashi Kaikyo Bridge** a Kobe, con la campata più lunga al mondo di 1991 m, di cui si dirà in seguito.

Oltre a questi hanno fatto epoca, pur senza battere nuovi record mondiali: il **Firth Road Bridge** (1964, 1006 m) a Edimburgo, primo ponte europeo a superare il chilometro; il **Bogazici Köprüsü** (1973, 1074 m) e il **Fatih Sultan Mehmet Köprüsü** (1987, 1090 m), entrambi sul Bosforo a Istanbul; il **South Bisan** (1988, 1100 m) in Giappone, facente parte del Seto Ohashi Bridge, una prodezza ingegneristica costituita da tre ponti sospesi, due strallati, uno a travatura reticolare e cinque viadotti, tra le isole Honshu e Shikoku; il **Xihoumen Bridge** nell'arcipelago di Zhoushan in Cina, completato nel 2009, la cui campata centrale è lunga 1650 m e, pertanto, è il secondo ponte sospeso più lungo del mondo.



Figura 21 - Il Golden Gate Bridge è un ponte sospeso che sovrasta il Golden Gate, lo stretto che mette in comunicazione l'Oceano Pacifico con la Baia di San Francisco. Realizzato dal progettista Joseph Baermann Strauss nel 1933-1937.



Figura 22 - Il Ponte dei Martiri del 15 luglio è uno dei tre ponti di Istanbul, in Turchia che attraversano lo stretto del Bosforo e che permettono di collegare l'Europa con l'Asia. Realizzato dai progettisti Gilbert Roberts, William Brown dal 1970 al 1973

IL PONTE STRALLATO: ALTERNATIVA AL PONTE SOSPESO

L'idea di creare appoggi intermedi per la trave, inserendo puntoni inferiori o tiranti superiori, era già nota da tempo ed era stata applicata da Palladio. Nel ponte strallato l'impalcato è sostenuto mediante cavi inclinati, gli stralli, ancorati all'altra estremità ad un pilone. Benché le prime strutture strallate risalgano al XVII secolo, solo negli ultimi decenni il ponte strallato ha avuto uno sviluppo fenomenale anche se le luci finora superate sono inferiori rispetto a quelle dei ponti sospesi. A favore del ponte strallato sono la maggiore economia di materiale, il minor costo di montaggio e soprattutto la minore deformabilità.

Analogamente a quanto detto per gli archi, anche per i ponti strallati possono individuarsi due schemi limite: quello di ponte a travata irrigidente, caratterizzato da un numero di stralli limitato e da una travata dotata di un'elevata rigidità flessionale, e quello di schema a comportamento reticolare, nel quale alla trave è affidato solo il compito di trasferire ai due stralli adiacenti il carico agente su di essa. Una certa rigidità della travata è comunque richiesta per contenere le deformazioni locali dovute agli allungamenti degli stralli. Al primo schema si è ispirato Riccardo Morandi realizzando opere prestigiose:

- il **Ponte General Rafael Urdaneta** sulla baia di Maracaibo in Venezuela, inaugurato nel 1962; l'intero viadotto ha una lunghezza complessiva di circa 8.7 km e comprende cinque campate principali strallate di luce pari a 235 m sostenute da stralli collegati alla sommità di sei torri alte 92 m; l'impalcato è 46 m sopra il livello del lago. Il ponte era stato inizialmente progettato con luci di 400 m ma, a causa del costo esorbitante delle attrezzature necessarie per la costruzione, le luci furono ridotte;
- il **Viadotto Polcevera** a Genova, costruito fra il 1963 e il 1967, facente parte dell'autostrada A10 e comprendente due campate principali strallate di luce pari a 210 m, con tre torri di circa 90 m di altezza;
- il Ponte sul **Wadi al-Kuf** nell'altopiano Cirenaico in Libia, completato nel 1971, con due piloni alti circa 57 m sul piano stradale e una luce centrale di 282 m; fino al 1984 è stato il ponte di luce maggiore in Africa.



Figura 23 - Il ponte sul Wadi al-Kuf è un ponte strallato stradale costruito in calcestruzzo armato precompresso e progettato da Riccardo Morandi nel 1967-1971.



Figura 24 - Il ponte General Rafael Urdaneta è un ponte strallato ad uso stradale ubicato in Venezuela vicino a Maracaibo, dove attraversa lo stretto tra Punta Iguana e San Francisco che separa il Mar dei Caraibi dalle acque salmastre del lago di Maracaibo. Realizzato dal progettista Riccardo Morandi nel 1958-1962.

Questi tre ponti strallati di Morandi sono caratterizzati da piloni a forma di A in direzione longitudinale; dalla sommità di ciascuno di questi partono 2 coppie di stralli, rispettivamente a monte e a valle del pilone, alle quali è sospeso (in sezioni prossime alle sue estremità) il tratto di impalcato disposto simmetricamente rispetto al pilone e costruito a sbalzo. L'impalcato poggia, nella sua parte centrale, anche sulle estremità superiori di un cavalletto a forma di V che parte dalla base del pilone, risultando così una trave continua su tre luci. Campate di accoppiamento o tampone, collegano le strutture descritte tra di loro e alle contigue parti del viadotto. Durante la costruzione gli stralli erano costituiti da soli trefoli in acciaio armonico inseriti in opportune guaine; a struttura completata e sovraccarichi permanenti applicati, i trefoli venivano rivestiti da un getto di calcestruzzo a sezione rettangolare, che veniva precompresso; infine, l'iniezione delle guaine rendeva solidali trefoli e calcestruzzo precompresso. Quindi, per i soli carichi mobili gli stralli si comportano come elementi in c.a.p..

L'adozione di un elevato numero di stralli semplifica notevolmente i particolari costruttivi relativi agli ancoraggi alla travata e riduce i problemi di montaggio, consentendo la realizzazione di ponti strallati di luci ben maggiori.

Sono stati costruiti negli anni '90: il **Yang Pu Bridge** in Shanghai (602 m), il **Pont de Normandie** in Francia (856 m), di cui si dirà in seguito, e il **Tatara Bridge** in Giappone (890 m). Successivamente, sono stati realizzati:

- il **Sutong Yangtze River Bridge**, tra Nantong e Changshu (città satellite di Suzhou), completato nel 2008, la cui campata principale misura 1088 m; il ponte, al momento della costruzione il più lungo ponte strallato al mondo, fu premiato nel 2010 con l'Outstanding Civil Engineering Achievement award dall'American Society of Civil Engineering;
- il **Russky Bridge a Vladivostok**, completato nel 2012, con una campata principale di 1104 m, attualmente il ponte strallato più lungo al mondo (e con gli stralli più lunghi, 580 m) e secondo al Viaduc de Millau per l'altezza dei piloni (321 m); la progettazione ha dovuto tener conto delle severe condizioni climatiche, con temperature che variano da -31 a +37 °C e formazione di ghiaccio di notevole spessore, velocità del vento che arriva fino a 36 m/s e onde di 6 m; l'impalcato è largo 29.5 m e contiene due corsie per ciascun senso di marcia.



Figura 25 - Il ponte Russky è un ponte strallato situato a Vladivostok , Primorsky Krai , Russia . Il ponte collega l' isola Russky e la penisola Muravyov-Amursky della città attraverso lo stretto del Bosforo orientale.



Figura 26 - Il ponte di Normandia, collega l'Alta Normandia, dipartimento della Senna Marittima, alla Bassa Normandia, dipartimento del Calvados, scavalcando il fiume Senna a 59 metri d'altezza. Realizzato dai progettisti Michel Virlogeux Bertrand Deroubaix dal 1988 al 1995

Questi tre ponti strallati di Morandi sono caratterizzati da piloni a forma di A in direzione longitudinale; dalla sommità di ciascuno di questi partono 2 coppie di stralli, rispettivamente a monte e a valle del pilone, alle quali è sospeso (in sezioni prossime alle sue estremità) il tratto di impalcato disposto simmetricamente rispetto al pilone e costruito a sbalzo. L'impalcato poggia, nella sua parte centrale, anche sulle estremità superiori di un cavalletto a forma di V che parte dalla base del pilone, risultando così una trave continua su tre luci. Campate di accoppiamento o tampone, collegano le strutture descritte tra di loro e alle contigue parti del viadotto. Durante la costruzione gli stralli erano costituiti da soli trefoli in acciaio armonico inseriti in opportune guaine; a struttura completata e sovraccarichi permanenti applicati, i trefoli venivano rivestiti da un getto di calcestruzzo a sezione rettangolare, che veniva precompresso; infine, l'iniezione delle guaine rendeva solidali trefoli e calcestruzzo precompresso. Quindi, per i soli carichi mobili gli stralli si comportano come elementi in c.a.p..

L'adozione di un elevato numero di stralli semplifica notevolmente i particolari costruttivi relativi agli ancoraggi alla travata e riduce i problemi di montaggio, consentendo la realizzazione di ponti strallati di luci ben maggiori.

Sono stati costruiti negli anni '90: il **Yang Pu Bridge** in Shanghai (602 m), il **Pont de Normandie** in Francia (856 m), di cui si dirà in seguito, e il **Tatara Bridge** in Giappone (890 m). Successivamente, sono stati realizzati:

- il **Sutong Yangtze River Bridge**, tra Nantong e Changshu (città satellite di Suzhou), completato nel 2008, la cui campata principale misura 1088 m; il ponte, al momento della costruzione il più lungo ponte strallato al mondo, fu premiato nel 2010 con l'Outstanding Civil Engineering Achievement award dall'American Society of Civil Engineering;
- il **Russky Bridge a Vladivostok**, completato nel 2012, con una campata principale di 1104 m, attualmente il ponte strallato più lungo al mondo (e con gli stralli più lunghi, 580 m) e secondo al Viaduc de Millau per l'altezza dei piloni (321 m); la progettazione ha dovuto tener conto delle severe condizioni climatiche, con temperature che variano da -31 a +37 °C e formazione di ghiaccio di notevole spessore, velocità del vento che arriva fino a 36 m/s e onde di 6 m; l'impalcato è largo 29.5 m e contiene due corsie per ciascun senso di marcia.

In relazione alla disposizione degli stralli ci sono due possibilità. Una è quella di schema a ventaglio, con gli stralli convergenti in sommità al pilone; l'ultimo strallo, detto di ormeggio, può essere ancorato alla travata o al suolo (vedi **CAPITOLO 2**).

Tra le realizzazioni notevoli, si ricordano:

- l'**Adamillo Bridge** a Siviglia, un esempio molto suggestivo e innovativo rispetto agli schemi tradizionali, costituito da una vera e propria arpa con trave di 200 m di luce e pilone inclinato verso l'esterno, in modo da equilibrare, col suo peso, gli sforzi trasmessigli dagli stralli;
- il **Viaduc de Millau**, che attraversa la valle del Tarn vicino Millau; progettato da Michel Virlogeux in collaborazione con lo studio Foster e aperto al traffico nel 2004, è uno dei più alti ponti veicolari del mondo, con la sommità del pilone a 341 m; la trave è stata varata con la tecnica della spinta longitudinale incrementale.



Figura 27 - Il viadotto autostradale di Millau è un ponte strallato che attraversa la valle del Tarn vicino a Millau, nel dipartimento dell'Aveyron (regione dei Midi-Pirenei, nella Francia meridionale), realizzato dal progettista Michel Virlogeux Foster + Partners dal 2001 al 2004. Vista aerea mediante elicottero.



Figura 28 - Il viadotto autostradale di Millau è un ponte strallato che attraversa la valle del Tarn vicino a Millau, nel dipartimento dell'Aveyron (regione dei Midi-Pirenei, nella Francia meridionale), realizzato dal progettista Michel Virlogeux Foster + Partners dal 2001 al 2004. Vista aerea mediante elicottero.

I PONTI DA PRIMATO

Nel gennaio 1995 fu aperto al traffico il **Pont de Normandie**, che con i suoi 856 m stabilì un nuovo record nel campo delle grandi luci dei ponti strallati. Negli anni settanta si pensava che lo schema strallato non avrebbe consentito di superare luci superiori ai 500 m, anche se Fritz Leonhardt aveva proposto per lo Stretto di Messina un ponte strallato con luce centrale di 1300 m. La presentazione del progetto del Pont de Normandie alla conferenza sui ponti strallati a Bangkok nel 1987 aprì la strada all'utilizzo dei ponti strallati per il superamento delle grandi luci. Il successo fu tale da convincere le autorità giapponesi a modificare il progetto del **Tatara Bridge** da sospeso in strallato.

Pur avendo presto perso il primato di ponte strallato più lungo al mondo (lo è ancora in Europa), al **Pont de Normandie** resta il merito di aver per primo invaso il campo delle grandissime luci, riservato fino ad allora ai ponti sospesi. Anche per l'**East Bridge** del Great Belt Link in Danimarca fu progettato un ponte strallato con una luce della campata principale di 1200 m ma la necessità di raggiungere una luce di oltre 1600 m, superiore anche alla massima luce sospesa mai raggiunta a quel momento, fece optare per il ponte sospeso. Il Pont de Normandie ha richiesto uno studio statico e dinamico notevole, ma non è stato trascurato l'aspetto estetico, raggiungendo un raro equilibrio tra ingegneria e architettura. Le caratteristiche principali del ponte sono la forma aerodinamica dell'impalcato, che ha consentito di ridurre le azioni dovute al vento e di incrementare la stabilità aerodinamica, e l'elevata rigidità torsionale, conferita alla struttura dalla disposizione degli stralli, ancorati all'esterno della travata e convergenti al centro dei piloni. Questi hanno la forma di una Y rovesciata, particolarmente adatta a fronteggiare le azioni orizzontali del vento. La trave è in acciaio nella parte centrale, in cemento armato precompresso nelle zone in prossimità dei piloni e nelle campate laterali ed è vincolata rigidamente ai piloni e, nelle campate laterali, appoggiata su pile molto ravvicinate.

Nella parte meridionale del Giappone, tra gli anni '80 e i primi anni 2000, un sistema di collegamenti tra le isole Honshu e Shikoku (tra cui il Seto Ohashi Bridge di cui già detto) che rappresenta una vera rassegna di ponti di grande luce, di notevole interesse ingegneristico.

Tra questi il ponte più lungo al mondo, l'**Akashi Kaikyo Bridge**, che scavalca lo stretto di Akashi senza creare ostacoli alla navigazione con una campata centrale di 1991 m. I due piloni poggiano su cassoni di acciaio larghi 80 m e alti 70 m, protetti dall'erosione dovute alle correnti tramite blocchi di roccia, e sono alti 283 m sul livello dell'acqua; sono stati costruiti con una gru elevabile e sono dotati di dissipatori a massa accordata, che smorzano le oscillazioni nella direzione longitudinale indotte dal vento. I due cavi sono stati posti in opera disponendo dapprima una fune pilota con un elicottero. L'analisi del comportamento dell'impalcato in presenza delle azioni del vento fu condotta con l'ausilio di prove in galleria. Si optò per una travata reticolare molto rigida, alta 14 m e dotata di stabilizzatori per ridurre le oscillazioni.

Molto accurata fu anche l'analisi sismica. Il ponte subì il terremoto di magnitudo 7.2, che il 17 gennaio 1995 distrusse Kobe e che aveva l'epicentro a soli 4 Km dal ponte. Fu verificata la formazione di una nuova faglia proprio sotto il ponte e fu misurato un allontanamento dei piloni di circa 80 cm. I piloni e i cavi, già esistenti al momento del sisma, non subirono danni, adattandosi alla nuova lunghezza. Il progetto della travata fu rivisto per adattarlo alla nuova lunghezza e la costruzione proseguì fino al completamento dell'opera nel 1998.



Figura 29 - Il Ponte dello stretto di Akashi è il ponte sospeso più lungo del mondo. È alto 282,8 m e lungo 3911 metri. La sua campata principale è lunga ben 1991 metri. Inaugurato il 5 aprile 1998, unisce la città di Kōbe sull'isola di Honshū all'isola Awaji, passando al di sopra dello stretto di Akashi, realizzato da Honshu Shikoku Bridge Authority.



Figura 30 - Il Ponte dello stretto di Akashi è il ponte sospeso più lungo del mondo. È alto 282,8 m e lungo 3911 metri. La sua campata principale è lunga ben 1991 metri. Inaugurato il 5 aprile 1998, unisce la città di Kobe sull'isola di Honshū all'isola Awaji, passando al di sopra dello stretto di Akashi, realizzato da Honshu Shikoku Bridge Authority, dal 1988 al 1998.

CONCLUSIONI: la corsa verso ponti a grandi luci continua

La corsa verso le grandi luci continua. L'incremento delle dimensioni dei mezzi natanti e del volume del traffico marino, e quindi dello spazio libero richiesto per la navigazione, determineranno la necessità di realizzare ponti di luce sempre maggiore. A favore di un incremento delle luci sono anche il minor costo di strutture a sviluppo orizzontale rispetto a quello di fondazioni profonde in acqua e i costi connessi al rischio di collisione di natanti contro i piloni dei ponti.

Al crescere della luce la struttura diviene sempre più pesante e un'alta percentuale della sua capacità portante è utilizzata per sostenere sé stessa. La luce limite, ossia quella per la quale il ponte è in grado di sopportare solo se stesso ma non carichi utili, dipende dallo schema strutturale ed è direttamente proporzionale alla resistenza del materiale utilizzato e inversamente proporzionale al suo peso specifico. Si comprende bene come il futuro dei ponti di grandissima luce sia affidato all'impiego di materiali più resistenti e più leggeri di quelli attuali, come materiali compositi, fibre di carbonio, leghe leggere, calcestruzzi ad alta resistenza, che sembrano promettere bene per il futuro ma al momento non sono ancora competitivi dal punto di vista economico.

CAPITOLO 2 - IL SITO E LE IPOTESI PROGETTUALI

2.1. Descrizione generale del sito di intervento

L'opera in esame è situata nella città di Pescara, a circa 2 km dalla foce del fiume Pescara, precisamente lungo il percorso pedonale-ciclabile via Valle Roveto.

La zona in cui si instaura il progetto si affianca alle seguenti realtà :

- 1) ponte ciclo - pedonale esistente chiuso al pubblico da anni per motivi di scarsa sicurezza in quanto pericolante, ad esclusione del tratto ovest ed est rispetto all'imbocco del ponte, ristrutturato mediante pavimentazione antiscivolo in acciaio;
- 2) pista ciclo - pedonale, realizzata al fine di collegare le due Pescara, da ponte Villa Fabio fino alla Pescara turistica, dinamica e storica, attraversando il ponte Flaiano e passando sotto gli scorci di quella che è una città in continuo mutamento;



Figura 31 - Ingresso est pista ciclo-pedonale Via Valle Roveto

Fonte : mobilità di pescara, anno 2017

Ponte ciclopedonale di Via Valle Roveto presto di nuovo percorribile

Tornerà presto percorribile il ponte ciclo-pedonale di Via Valle Roveto, realizzato dalla Provincia di Pescara nel 2000 in larice alpino. L'infrastruttura, seppure caratterizzata proprio dalla natura del legno da un'elevata resistenza sia agli eventi meteorici (pioggia, neve, sole ecc.) sia al fuoco accidentale (cicche di sigarette, petardi e similari), da molto tempo è chiusa alla libera fruizione perché oltre all'usura è stata vittima dell'azione incivile di



Figura 32 - Disfacimento del piano di calpestio fatto da travi di larice.

vandali che hanno dato alle fiamme alcune parti, danneggiandola e rendendola pericolosa, prima che impraticabile.

Una condizione che l'Amministrazione comunale ha ritenuto da subito di dover superare e per questo ha attivato le opportune iniziative con la Provincia di Pescara per ripristinare la mobilità sulla struttura. L'intesa prevede, a norma di codice della strada, il passaggio al patrimonio comunale, a tale proposito ci siamo immediatamente adoperati per rintracciare le risorse per intervenire sull'opera, al fine di consentirne la riapertura.

Nella giornata giovedì 23 febbraio, la Giunta comunale, su proposta dell'Assessore ai Lavori Pubblici, ha approvato la deliberazione riguardante la "Manutenzione straordinaria del Ponte ciclo-pedonale di collegamento tra Via Valle Roveto e la pista ciclabile del Lungofiume sud. Approvazione progetto definitivo – esecutivo" per un importo di €. 80.000. A breve, quindi, partiranno i lavori che riguarderanno una manutenzione

straordinaria tesa a sostituire l'impalcato di legno delle rampe di accesso al lato nord del ponte con analogo impalcato metallico in doppio strato di pari spessore e portanza e minore peso. Le doghe metalliche previste sono conformate ad U rovescio e misurano 250 mm di larghezza. Il materiale ligneo recuperabile sarà in parte utilizzato per le necessarie riparazioni locali della rimanente passerella lignea del ponte pedonale e in parte accantonato per la futura manutenzione della stessa, fatta salva la possibilità di sostituire col tempo anche intera massicciata del ponte pedonale".

Fonte : Pubblicato il: 01/11/2017, 03:59 di Ufficio Stampa Comune di Pescara, Categoria: Attualità , Articolo pubblicato in Spazio Aperto

Il ponte ciclopedonale di via Valle Roveto sarà intitolato a Stella, l'ultima lavandaia nel fiume Pescara

Torna praticabile il percorso ciclabile di via Valle Roveto (lato posteriore di piazza Pierangeli), con il completamento dei lavori di rifacimento del ponte ciclopedonale danneggiato diversi anni fa. Sono state sostituite le travi in larice che sono state bruciate dai vandali, così la pista è tornata ad essere percorribile dopo tanta attesa, collegando in un percorso ciclo pedonale tutto l'argine fluviale dall'altezza del Ponte della Libertà fino al Ponte Flaiano.

Alla riapertura erano presenti il sindaco Marco Alessandrini, il vicesindaco Antonio Blasioli, i consiglieri Marco Presutti, Piero Giampietro, Stefano Casciano, il dirigente del Settore Lavori Pubblici Giuliano Rossi

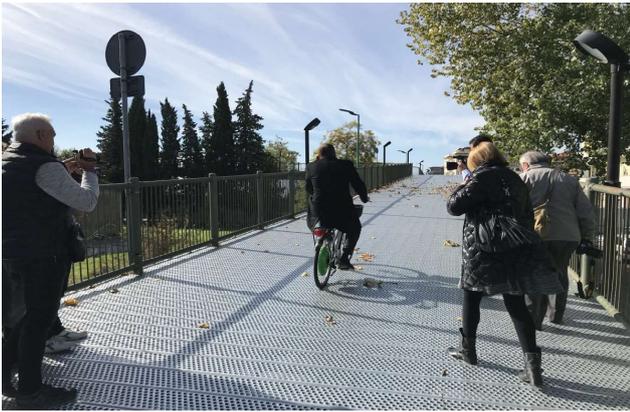


Figura 33 - Riapertura ingresso est, ed ovest della pista ciclabile.



Figura 34 - Chiusura ponte ciclo-pedonale per motivi di inagibilità.

"Sin dal primo momento ci siamo impegnati per conferire alla città una mobilità sostenibile – così il sindaco Marco Alessandrini – Da questa esigenza sono nati i progetti per connettere e completare la rete delle piste ciclabili in città. Siamo partiti dall'esistente che non godeva di buona salute e questo ponte, danneggiato dalle fiamme era diventato una barriera per quanti si muovono lungo questa dorsale di città in bicicletta. Abbiamo voluto fortemente la riapertura e ci prodigheremo a cercare le risorse che servono a completare l'opera, sostituendo il legno anche all'attraversamento sul fiume. Tutto questo mentre stanno per partire anche gli annunciati lavori di riqualificazione della ciclabile che corre sul lungofiume sud".

"La pista ciclabile è di proprietà della Provincia di Pescara e con questa anche il ponte ciclopedonale realizzato nel 1998 in larice - illustra il vice sindaco e assessore ai Lavori Pubblici Antonio Blasioli – In attesa di una migliore definizione della proprietà dell'arteria ciclabile il 21 dicembre 2016 il Comune chiese alla Provincia di poter effettuare i lavori sul ponte, chiuso a seguito di atti vandalici da un'ordinanza del Sindaco del 20 agosto 2015. Da allora ci siamo attivati per ripristinarlo, perché è fondamentale per la pista ciclabile che porta fino al Ponte della Libertà e che fino ad oggi è stata praticamente inutilizzabile. Abbiamo rintracciato le risorse per intervenire sull'opera e oggi possiamo riaprire, come da cronoprogramma dei lavori affidati alla ditta Gran Sasso Costruzioni Srl per un importo di 40.690,86 euro più IVA. E' stato un lavoro molto accurato, perché si è prima proceduto alla rimozione delle travi di larice alpino che si erano rovinate a seguito degli atti vandalici subito dal ponte, ma ahimè anche a causa del tempo e dell'uso. Questo tratto lungo circa 150 metri e con una superficie di 530 metri quadri è stato rifatto a doghe metalliche, resistenti sia agli agenti atmosferici che ad eventi di altra natura e di agevole percorrenza sia per i pedoni che per i ciclisti, che finalmente possono tornare a solcarlo in modo che finalmente assolverà alla funzione di snodo della mobilità sostenibile connessa al Ponte Flaiano.

E' del tutto evidente che oggi poter percorrere la pista ciclabile consente a pedoni e ciclisti di non impegnare via del Circuito, che per pericolosità e gas di scarico non è assolutamente il miglior percorso per le due ruote. Ciò che non potevamo conoscere era lo stato delle doghe in larice nella parte che non era stata oggetto di atti vandalici, parliamo della campata che attraversa La Pescara. Purtroppo lo stato è talmente rovinato da sconsigliarne l'uso e ciò è stato scoperto grazie ai lavori eseguiti dalla ditta Gran Sasso. Con il progettista dei lavori, l'ingegner Raciti, abbiamo stimato un esborso di ulteriori 80.000 euro che speriamo di recuperare nel prossimo triennale dei lavori pubblici anche se il passaggio del fiume è ora consentito sul Ponte Flaiano. Di fatto oggi siamo contenti che un'arteria pedonale e ciclabile e soprattutto riservata e alternativa a via del Circuito sia utilizzabile dalla cittadinanza e proseguirà l'impegno, soprattutto per reperire risorse, per riaprire il Ponte nella sua interezza. Lancio anche l'idea di intitolare il Ponte a Stella, l'ultima lavanderia che lavava i panni nel nostro fiume, un auspicio per il futuro e una speranza dopo i lavori che a breve lo interesseranno".

2.1.1 Stato di fatto dell'opera esistente.

A partire dall'ingresso est del percorso ciclo-pedonale, più precisamente venendo dal ponte Flaiano, possiamo osservare come tale percorso si strutturi in elevazione mediante la realizzazione di una passerella a travatura d'acciaio, più precisamente travi PRINCIPALI IPE 500 o 550 zincate di color verde che corrono per tutto il percorso trasversale al ponte ciclo-pedonale. Tale sistema di elevazione si collega al terreno per mezzo di pilastri a sezione circolare caratterizzati da imponenti architravi in cemento armato.

Il piano di calpestio, realizzato mediante lamiera d'acciaio antiscivolo con la presenza di forature appunto anti scivolo e soprattutto per il deflusso dell'acqua piovana, poggia tramite travetti secondari presubilmente anch'essi di tipo IPE 80/100.

Nel punto d'incontro tra la passerella di percorrenza e il ponticello trasversale si possono osservare diversi incastri tra le varie travi tramite saldature e/o imbullonature, ove in alcuni casi si delineano le mancanze di fazzoletti per le congiunzioni delle travature ed assenza di bullonature.

Tuttociò accompagnato dalla presenza di piccole assi di legno imbullonate in malo modo nonchè deteriorate a causa delle condizioni avverse del clima.

Per quanto riguarda il ponte ciclo-pedonale, nel suo complesso oltre che essere anch'egli una struttura a travatura in acciaio e poggiante su 4 piloni (due a nord e due a sud) a sezione rettangolare, sormontati da due architravi in c.a.

da un punto di vista statico strutturale, non presenta segni di cedimento, ciò non toglie il fatto che possa risultare nel corso dei mesi e degli anni una struttura inefficiente da un punto di vista della sicurezza per i cittadini di Pescara, dato che in assenza di carichi (quali le persone ed i ciclisti) la struttura apparirebbe come se fosse in ottimo stato, nonchè un mancato punto di convergenza per il passeggio pedonale.

Qui di seguito verranno riportate delle foto inerenti allo stato di fatto dell'opera da sostituire con quella prevista dalla presente tesi. Dalla figura 2.4.1. alla figura 2.4.7 verranno mostrati gli elementi costitutivi, travi, della passerella pedonale, evidenziando nei quadrati rossi le difformità rinvenute durante il sopralluogo.

Dalla figura 2.4.8 alla figura 2.4.13 verrà mostrato il ponte ciclo-pedonale in disuso, che verrà in questa circostanza sostituito dal qui presente progetto illustrato nei capitoli successivi a questo.



Figura 35



Figura 36



Figura 37



Figura 38



Figura 39



Figura 40



Figura 41



Figura 42



Figura 43



Figura 44



Figura 45



Figura 46



Figura 47



Figura 48

3) ex giardino fluviale, oramai divenuto luogo di degrado, spaccio e inagibile a famiglie e non;



Figura 49



Figura 50



Figura 51



Figura 52

4) presenza di piccoli moli per imbarcazioni di qualsiasi tipo ad eccezione di quelle inerenti alla pesca.



Figura 53



Figura 54



Figura 55



Figura 56

2.2. Tipologie di ponte prese in esame per il presente studio

Viste le caratteristiche dell'area d'intervento, la scelta della tipologia dell'opera ha richiesto uno studio comparativo tra varie soluzioni, sulla base di principi quali:

l'inserimento ambientale;

la funzionalità;

la sicurezza degli utenti;

l'economia e la pericolosità idraulica del sito in esame.

La necessità di avere un impalcato a quota più alta rispetto alla golena, e la necessità di avere manufatti quanto meno invasivi possibile rispetto all'area di deflusso del corso d'acqua, hanno fatto sì che le soluzioni nelle quali la struttura portante fosse al di sotto dell'impalcato siano state escluse a priori. Dunque la scelta è ricaduta sull'analisi di tre tipologie di passerelle di cui due strallate ed una ad'arco superiore.

Più precisamente avremo :

- 1° passerella pedonale strallate con impalcato realizzato mediante travi maestre rinforzante con elementi di irrigidimento trasversale;

- 2° passerella pedonale strallata con impalcato realizzato mediante una travatura semplice, ovvero con travi estradossate ed irrigidite trasversalmente;

- 3° passerella pedonale ad arco superiore con impalcato realizzato mediante travatura reticolare spaziale.

2.3. Soluzione 1 – Ponte strallato con impalcato realizzato mediante travi maestre (caso studio : Thaon di Revel, La Spezia)



Figura 57



Figura 58

Il nuovo ponte pedonale Thaon di Revel ridisegna parte del lungo mare della Spezia proseguendo la passeggiata a mare Morin fino al Porto Turistico Mirabello: il ponte è stato ideato come naturale prosecuzione dell'importante asse urbano pedonale che costituisce la spina dorsale del centro storico (Via del Prione-Via Diaz). L'intuizione di proseguire quest'asse urbano è stata particolarmente apprezzata dalla popolazione che, una volta terminata l'opera, ha iniziato a frequentare intensamente un'area della città fino ad allora considerata marginale, eleggendola a protagonista delle proprie passeggiate. L'aspetto del ponte nasce da un'attenta analisi del contesto ed omaggia la tradizione marinara locale pur nel rispetto dei vincoli e delle richieste poste dalla Committenza (l'Autorità Portuale della Spezia).

Il ponte è stato concepito come una sottile linea di acciaio bianco che unisce le due sponde restituendo agli spezzini una visione della loro città dal mare; il segno è un arco continuo che, con la leggerezza dell'acciaio, sembra emergere dall'acqua come una barca a vela. In questa "citazione" l'albero diventa pennone, il cordame gli stralli e lo scafo viene stilizzato nella forma delle pile alle basi del pennone. La sezione tipo della struttura richiama, infatti, l'ossatura e la struttura di una delle tante imbarcazioni trattate ogni anno dalla cantieristica spezzina ed è sostenuta puntualmente da numerose coppie di stralli d'acciaio; il percorso strallato è sostenuto da due pennoni che rendono omaggio al concetto di barca a vela (il ponte sovrasta il Circolo velico della Marina Militare).

Per accentuare l'aspetto dello scafo e denunciare la presenza dei pennoni è stata realizzata una biforcazione del percorso proprio in loro concomitanza determinando una separazione strutturale tra il pennone e l'impalcato. Questa divisione del percorso in due parti, che si ricongiungono in corrispondenza della campata centrale in un percorso unico, risolve il problema dell'interferenza tra elemento orizzontale ed elemento verticale in una maniera originale e difforme dalla maggior parte delle strutture di questa tipologia creando, contemporaneamente, due aree di "calma" in cui si invogliano i pedoni a sostare per apprezzare le vedute sulla città e sul porto. La coesistenza tra questo nuovo percorso pedonale e lo specchio acqueo del Circolo della M.M. è stata resa possibile progettando l'impalcato con un'altezza di intradosso minima della campata centrale di 5m (che consente il passaggio dei natanti non dotati di albero) e introducendo, in tale campata, un meccanismo di apertura che consente alle barche a vela il passaggio. Il percorso pedonale ha uno sviluppo di circa 160 m ed è sorretto dai due pennoni di altezza 35 m sul livello del mare; il ponte è suddiviso in tre campate: la prima, di 65 m di lunghezza, va dalla spalla della banchina Revel al primo pennone, dove il concio si apre per "abbracciarlo"; la campata centrale è lunga circa 50 m, di cui 18 m apribili per consentire il passaggio dei natanti dotati di alberatura; la terza campata arriva quindi alla spalla del Porto Mirabello per un lunghezza complessiva di circa 45 m.



Figura 59



Figura 60

STRUTTURA

La struttura ponte è interamente realizzata in acciaio, fatta eccezione per le due spalle realizzate in cemento armato; l'impalcato segue un percorso leggermente arcuato ed è sorretto da stralli collegati a due antenne gemelle.

L'apertura del concio centrale avviene per mezzo di due pistoni nascosti all'interno della struttura della pila più prossima al Porto Mirabello; lo studio dell'articolazione è stato volto a nascondere all'interno dell'impalcato il meccanismo d'apertura che pure si basa su un meccanismo semplice di rotazione attorno ad una cerniera.

Il sistema d'apertura è controllato da un impianto idraulico posto all'interno della spalla del Mirabello a circa 70 m dalla cerniera di apertura.

L'impalcato è largo 3,60 m ed è composto da **tre travi principali aventi sezione ad H ed altezza 700 mm**: le travi sono poste ad un interasse trasversale di 1000 mm e sono collegate tra loro da traversi disposti ogni 1500 mm; l'impalcato si divide simmetricamente attorno a ciascun pennone, passando da tre a quattro profili ad H, per poi ricongiungersi in corrispondenza della campata centrale.

Le antenne hanno un'altezza complessiva di 35 m e sono caratterizzate da una sezione trasversale composta, sostanzialmente ellittica, di dimensioni variabili che va a ridursi progressivamente dalla base alla sommità.

Le coppie di **stralli** sono ritmati sull'impalcato orizzontale con un interasse di 3000 mm ed hanno una lunghezza variabile dai 30 ai 60 m.

Per sopperire alle possibili dilatazioni assiali dovute alle escursioni termiche, entrambi i vincoli d'estremità consentono la traslazione assiale; a tal proposito, mentre dal lato Mirabello la campata è semplicemente appoggiata, sul lato Revel sono posizionati sia vincoli a compressione, sia vincoli a trazione, in modo da avere una coppia reattiva che impedisca la flessione del ponte.

La struttura portante del ponte è costituita da acciaio basso legato patinabile CORTEN, S355J2G3 (Fe510);

i capicorda sono realizzati con acciaio per getti bonificato, lavorato meccanicamente, zincato a caldo BT1 (BS 3100);

gli stralli sono costituiti da funi spiroidali chiuse in acciaio ad alta resistenza tipo "FLC Redaelli" (resistenza minima $f_t = 1570 \div 1760$ MPa).

Complessivamente per l'opera sono stati impiegati: 530 ton d'acciaio, 20 ton di legno, 2.500 m di stralli Redaelli, 1.500 mc di calcestruzzo, 2.000 mq di pietra, 15000 viti e bulloni, 10 ton di saldature, 6.000 mq di verniciature, 850 mq di asfalti ecologici per un totale di circa 60.000 ore di lavoro.



Figura 61



Figura 62



Figura 63

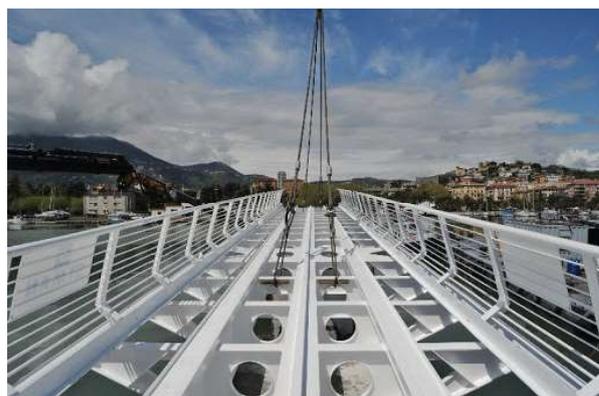


Figura 64



Figura 65



Figura 66



Figura 67

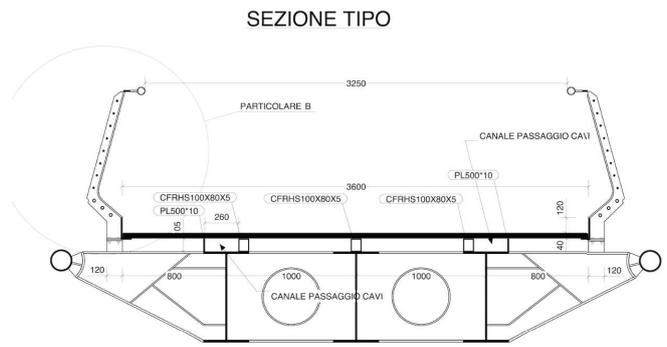


Figura 68

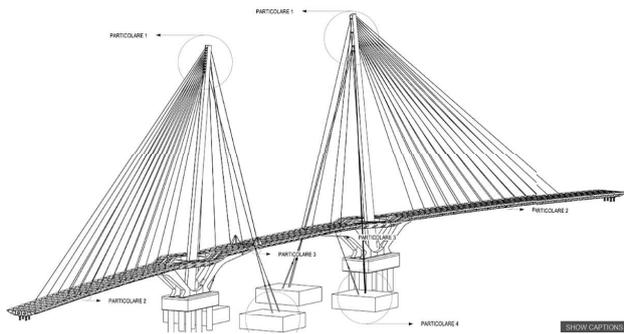


Figura 69

PARTICOLARE 1

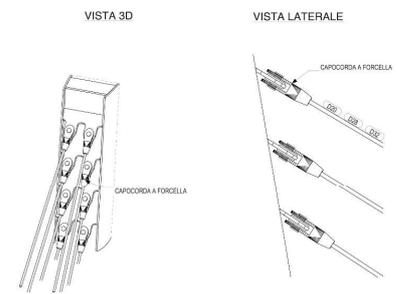


Figura 70

PARTICOLARE 2

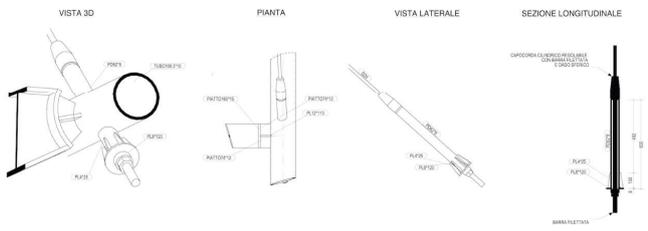


Figura 71

PARTICOLARE 3

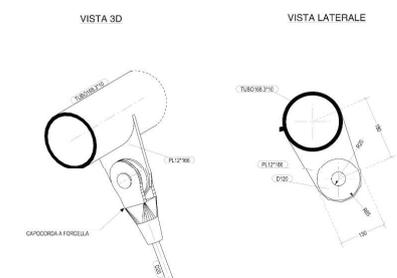


Figura 72

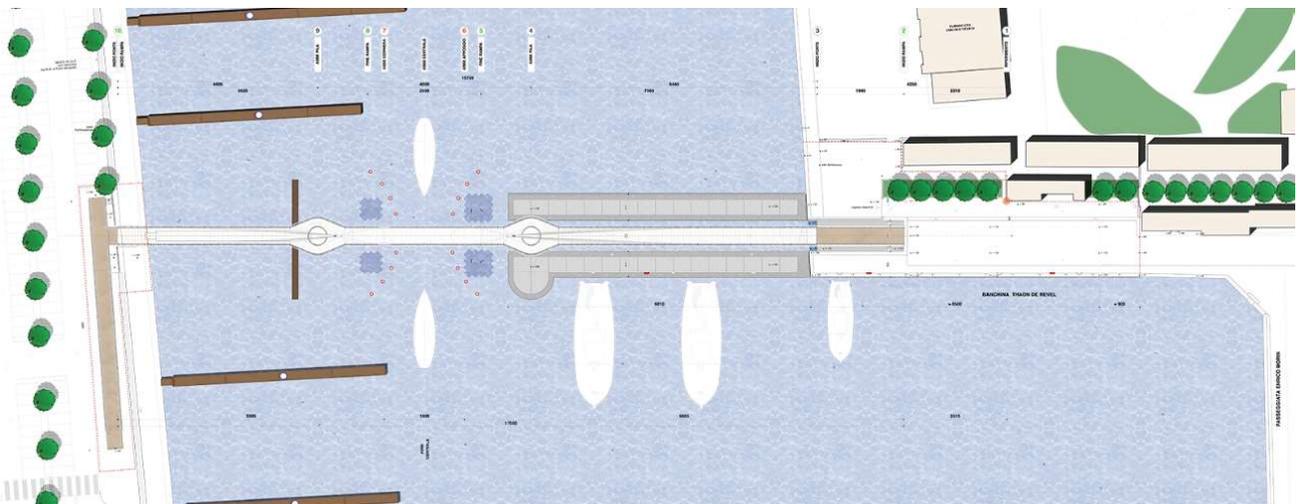


Figura 73

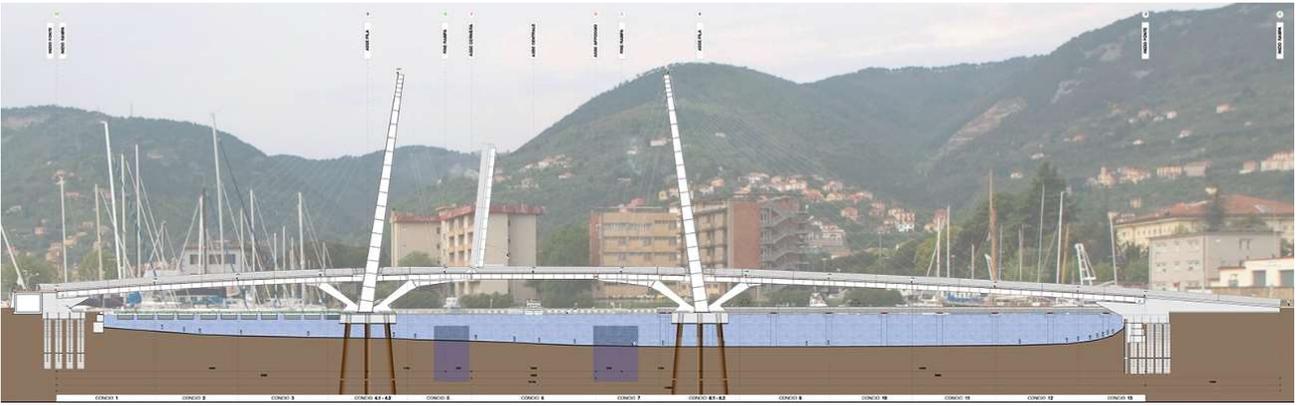


Figura 74

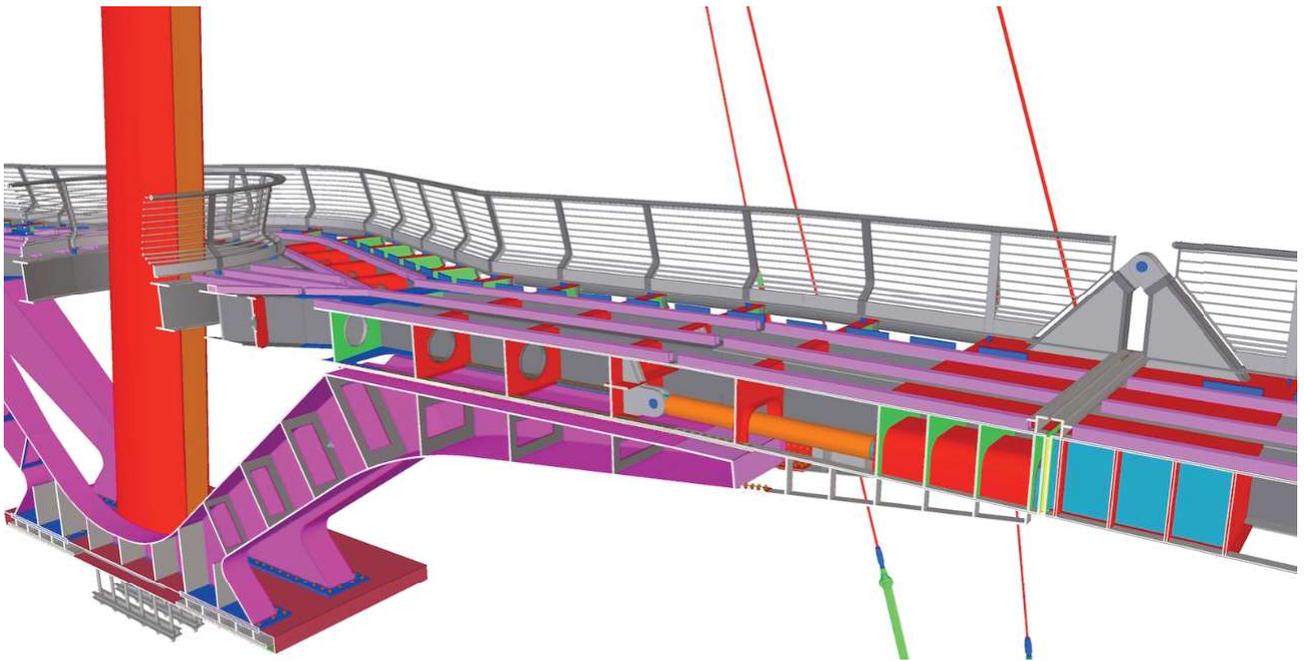


Figura 75

2.4. Soluzione 2 – Ponte pedonale strallato con impalcato realizzato mediante una travatura semplice (caso studio : passerella Parco San Giuliano)



Figura 76 Vista della passerella dal parco



Figura 77 Vista della passerella dal parco

Il Ponte ciclopedonale del Parco di San Giuliano

Inaugurato al pubblico nella primavera del 2004, il parco di San Giuliano rappresenta un'interessante esperienza di riqualificazione ambientale di una vasta area sul bordo lagunare di Venezia. L'introduzione di alcune architetture, in modo innovativo, valorizza i 74 ettari del perimetro e costituisce il luogo di contatto tra la città e la laguna. Il complesso è formato dalla Porta Nord che funge da ingresso al parco, da un ponte ciclo pedonale che ne garantisce l'accessibilità e da una pista di pattinaggio che serve anche da ingresso occidentale al parco. Le scelte architettoniche e materiche sono state operate in base ad un'accurata analisi del contesto, in cui sono presenti grandi cantieri navali ed attività correlate alla tradizione nautica della laguna. I tempi di realizzazione richiesti sono stati garantiti dalla fabbricazione delle strutture in officina ed in seguito dall'assemblaggio in loco. Queste prescrizioni hanno reso inevitabile la scelta dell'acciaio, il cui utilizzo uniforme, anche da un punto di vista estetico e stilistico, l'intero complesso del parco; in particolar modo la Porta Nord ed il Ponte ciclo pedonale concepiti quasi come un unicum, caratterizzati nella progettazione dalla trasparenza, dalla leggerezza e dall'estrema funzionalità.



Figura 78 Planimetria generale del ponte ciclo-pedonale con la piazza della Porta nord



Figura 79 Prospetto del ponte in fase progettuale

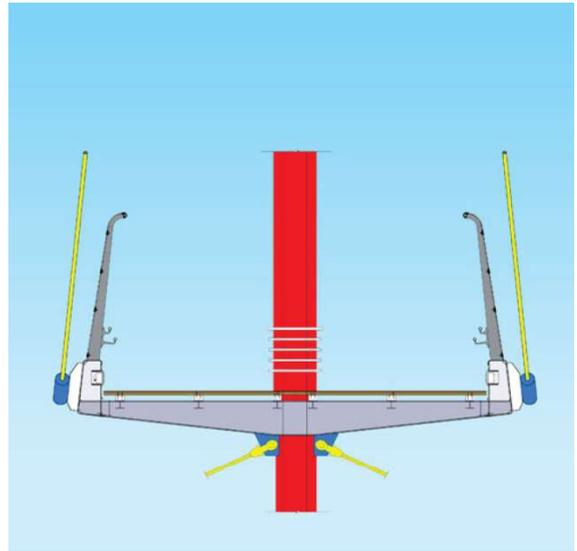


Figura 80 Sezione trasversale del ponte in corrispondenza del pilone centrale

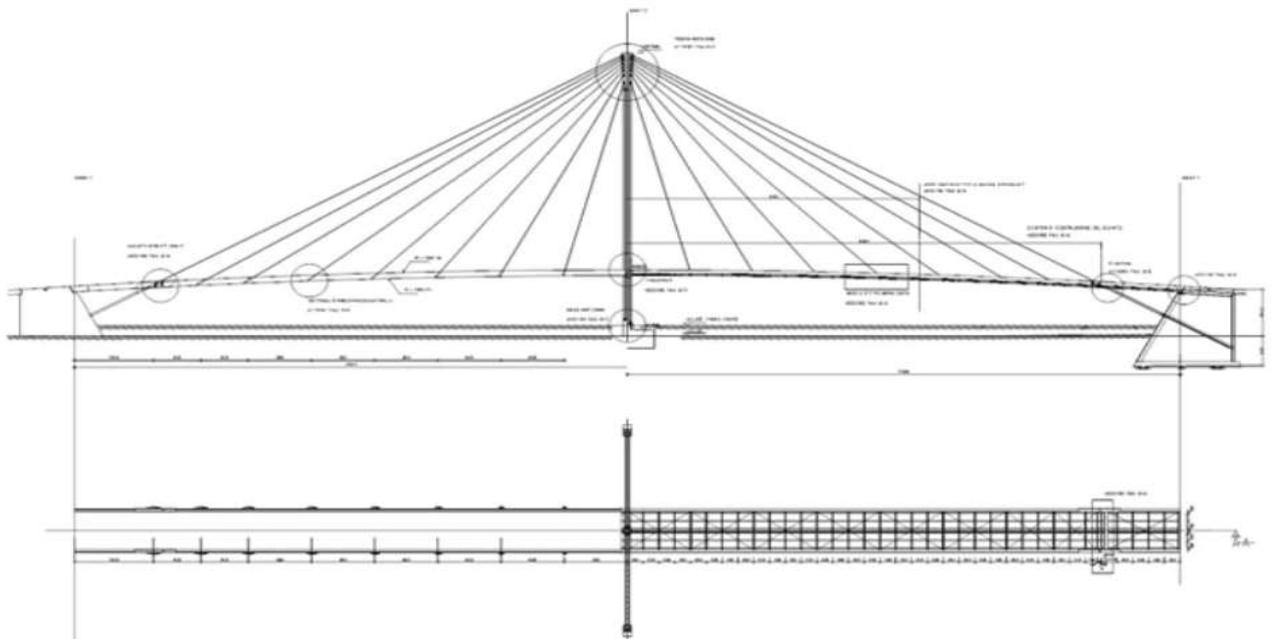


Figura 81 Sezione



Figura 82 Dettaglio stralli



Figura 83 Dettaglio stralli

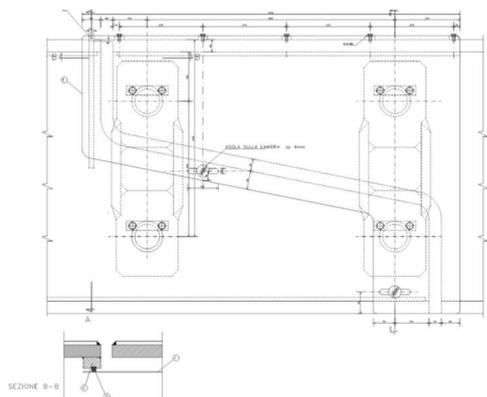


Figura 84 Particolare in sezione del giunto di dilatazione che permette sia la pretensione degli stralli che i movimenti di origine termica



Figura 85 Giunto di dilatazione con schema a patino che vincola a flessione l'impalcato

Il Ponte ciclopedonale del Parco di San Giuliano

Il ponte ciclo pedonale che, partendo dal quartiere San Giuseppe di Mestre, raggiunge il parco, agisce da via d'accesso privilegiata alla Porta Nord. Lunga 140 m, la passerella presenta due rampe a nord ed a sud, rispettivamente di 112 m e 73 m, che ne permettono l'attraversamento.

L'**impalcato** che costituisce l'ossatura del ponte è vincolato a due spalle in calcestruzzo armato posizionate alle estremità, ed è sostenuto da stralli presollecitati, ancorati ad una colonna in acciaio posta esattamente nel punto centrale della struttura, resa stabile da appositi tiranti trasversali.

STRUTTURA

La struttura è stata realizzata mediante due travi a cassone, poste lateralmente a dei traversi di collegamento, che sostengono dei profili longitudinali su cui viene posata la pavimentazione in tavole di legno trattate.

Il controventamento orizzontale, che aumenta la stabilità è garantito da barre diagonali.

Gli stralli sono invece ancorati all'esterno delle travi laterali, grazie a teste di tesatura alla sommità delle colonne.

La colonna in acciaio centrale presenta una sezione che varia in funzione dell'altezza.

Al di sotto dell'impalcato, infatti, appare a sezione lenticolare, alleggerita al di sopra con scanalature verticali, che diventano le costolature su cui si ancorano gli stralli, con teste fisse a forcilla.

Infine, i tronchi terminali dell'impalcato, vincolati alle spalle in cemento armato, sono sostenuti a sbalzo da coppie di puntoni inclinati in tubi di acciaio, in grado di ancorare gli stralli esterni (per stabilizzare longitudinalmente la colonna centrale) e sostenere le travi laterali a cassone con cui è realizzato l'impalcato.

Per il controllo dinamico della struttura è stata adottata sino dalla fase progettuale la tecnica di smorzamento TMD (tuned mass damping) con masse risonanti; sono state quindi inserite nei correnti laterali dell'impalcato 4 masse con sospensione elastico-viscosa in modo da ridurre l'ampiezza delle oscillazioni verticali e le relative accelerazioni dell'impalcato



Figura 86 vista laterale



Figura 87 Vista dal basso

2.5. Soluzione 3 – Passerella pedonale ad arco superiore con impalcato realizzato mediante travatura reticolare spaziale (caso studio : ponte sul fiume Brembo).



Figura 88 vista laterale



Figura 89 Vista laterale

Ponte sul fiume Brembo

Nel cinquecento un sonetto di Torquato Tasso recitava: “Terra Bergamasca, che il Serio bagna e il Brembo inonda”. Difficile da credere, osservando il confortante paesaggio di Lenna, comune situato alla confluenza dei due rami del Brembo. Lo straripamento dell’impetuoso fiume nel 1987 è stato devastante: a Lenna franarono gli argini della statale.

Le sequele lasciate da questa alluvione hanno aperto la strada alla realizzazione d’importanti lavori di bonifica idraulica e di ristrutturazione della viabilità del fondo valle, tali da garantire la massima sicurezza a tutto il comprensorio. Sulla base di queste premesse, sul ramo di Mezzoldo, sorge oggi il nuovo ponte che unisce i tronchi esistenti della strada provinciale, con un’unica luce di 70 m.

La vicinanza di un tipico ponte ferroviario in muratura, dismesso ma riutilizzato come percorso pedonale, ha ispirato le scelte progettuali: un singolo arco superiore centrale in acciaio.

Un **impalcato**, costituito da una struttura spaziale composta, con tralicciature in tubi d’acciaio e soletta collaborante in c.a., sospeso tramite tiranti in barre d’acciaio ad alta resistenza, completa l’opera.

L’**arco** sopporta i carichi verticali che sono trasferiti ai pendini dell’impalcato. Quest’ultimo, operando da “tirante” tra gli ancoraggi, regge le spinte orizzontali.

La **durabilità** è un requisito essenziale nella realizzazione di un’opera, determinante per la minimizzazione dei costi di esercizio e di manutenzione. In particolare nell’arco viene garantita dall’impiego dell’acciaio autopassivante, dalla chiusura alle estremità dei profili, e dalla saldatura in continuo che, impediscono in questo modo, la circolazione dell’aria e dell’umidità all’interno dei tubi in lamiera a sezione triangolare; nelle tralicciature dell’acciaio autopassivante, nei pendini e negli attacchi dalle guaine termoretrattili protettive. Infine, nelle barriere di sicurezza e nei parapetti, dall’acciaio zincato. Quest’opera studiata nei minimi dettagli osserva in questo modo, salda e sicura, lo scorrere del Brembo.



Figura 90 vista globale (sinistra) dell’arco strallato, (a destra) dettagli stralli



Figura 91 Vista sottostante il ponte, inquadramento del sistema a travata reticolare

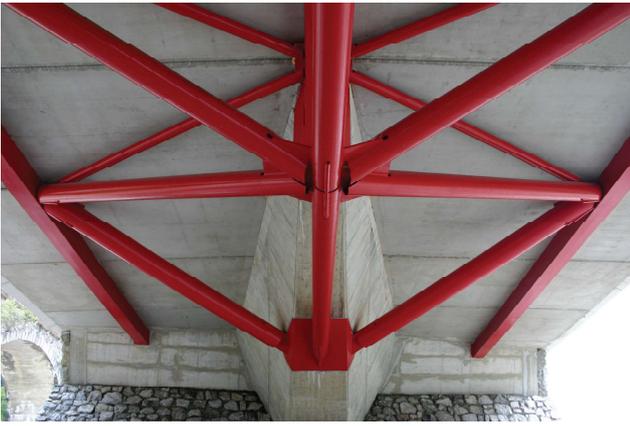


Figura 92 dettaglio aggancio tubolari alla spalla in c.a. e nel nodo strutturale



Figura 93 Vista sottostante il ponte, inquadramento del sistema a travata reticolare



Figura 94 Inquadramento generale fase realizzativa arco strallato.

2.6. Progetto di studio effettivo 1 – Erasmusbrug

Ponte realizzato sul fiume Nieuwe Maas, della città di Rotterdam, nei Paesi Bassi, costruito tra il 1989/1990e il 1996 su commissione di Ben van Berkel.



Figura 95



Figura 96

INFORMAZIONI DI BASE

Introduzione generale

Il ponte Erasmus è un ponte strallato asimmetrico situato nella città di Rotterdam; il ponte è l'ultimo dei tre punti di attraversamento tra le aree nord e sud della città divise dal fiume Nieuwe Maas. Concepito nel 1986 e costato (ad oggi) 75 milioni di euro per la sua costruzione, il ponte faceva parte di un più ampio progetto di riqualificazione che vide lo sviluppo della città ad ovest nella prima fase lasciando in gran parte intatta l'area a sud. Nella fase successiva, vennero previsti una serie di moderni grattacieli cui dovettero essere costruiti sulla costa meridionale presupponendo l'ulteriore realizzazione di un ponte in grado di collegarsi con il centro storico situato a nord, fin dall'inizio doveva essere la caratteristica predominante che avrebbe attratto investimenti nell'area di nuova costruzione. Il ponte fu aperto ufficialmente dalla regina Beatrix il 6 settembre 1996.

Progetto

Inizialmente furono avanzate più proposte per la fase progettuale di tale opera; questi includevano un cavo a quattro "aste" aventi somiglianze con il nuovo Willems Bridge situato appena a monte e una proposta inerente alla realizzazione di un arco in acciaio. Alla fine la decisione fu presa tramite il voto del consiglio comunale in cui venne scelto il disegno a pilone singolo anche se il suo costo risultò essere di circa 40 milioni di euro in più.

Progettato dall'architetto Ben van Berkel (BvB) nei primi anni '90, la maggior parte del lavoro di progettazione fu effettuata utilizzando una serie di software, in particolare AutoCAD. All'epoca questo era un nuovo modo di lavorare che consentiva una maggiore organizzazione sia nella progettazione che nell'integrazione nella fase di realizzazione.

Piloni

Affinché il ponte non stravolgesse lo sviluppo dei grattacieli a sud, si pensò che il pilone non dovesse essere troppo alto. Con i primi progetti cui si prevedero altezze fino ai 150 m, si aprì un vero e proprio problema di progettazione da dover risolvere ai fini dell'altezza. Analizzando le forze agenti su un pilone dritto si è scoperto fondamentalmente che inclinandolo all'indietro i momenti flettenti risultano da un lato più complessa dall'altro prevedono una loro riduzione ma ridotti intensità.

Uno studio di fattibilità iniziale respinse la possibilità di utilizzare un pilone in cemento con un peso statico elevato che svolgesse la funzione di contrappeso per il ponte, simile alla progettazione del ponte Alamillo di Santiago Calatrava. In questo progetto il pilone risultò troppo basso per fornire il necessario peso di bilanciamento scoprendo inoltre che se si fosse considerato un carico di 60 tonnellate, si delineò una grande differenza tra carico statico e reale presupponendo così la realizzazione di sostegni di ammarro.

Il ponte

Il profilo slanciato del ponte non solo fu una funzione estetica voluta, ma vennero imposti una serie di condizioni progettuali richiesti da terzi. La necessità di avere una navigazione fluida nel centro della campata di 12.5 m per almeno 200 m, nonostante la pendenza del ponte che fu limitata a 1:28 permettendo il passaggio di tram e biciclette.

Il ponte fu quindi costruito attraverso due sezioni scatolari da 2,25 m per 1,25 m unite ogni 4,9 m da sezioni trasversali. Queste sezioni trasversali furono poste a sbalzo con una lunghezza di 6,7 m per lato utilizzate per i percorsi pedonali e ciclabili.



Figura 97



Figura 98

La superficie del ponte è costruita attraverso una lamiera di acciaio S355 ortotropica da 18 mm completamente saldata con rinforzi trapezoidali a centri di 600 mm sul lato inferiore. Al disopra vi è uno strato di resina sintetica da 8 mm che sostituisce il mastice d'asfalto e offre un notevole risparmio di peso.

Banchine in cemento

I blocchi di ancoraggio vennero progettati con una forma scultorea necessaria a bilanciare i carichi agenti sul ponte. Gli ingegneri progettarono tubi d'acciaio cui avrebbero fornito il supporto necessario al ponte al loro volta gli architetti modellarono la forma concreta attorno a questi. Come per il resto del design, tutto ciò è stato fatto in 3D, usando la modellazione al computer e la forma finale venne scelta sia per essere scultorea che per mostrare le forze coinvolte all'interno della struttura.

Cavi

Ogni strallo è realizzato con fili galvanizzati individualmente e rivestiti in polietilene. Dai 30 ai 45 di questi trefoli vengono al loro volta avvolti in una copertura di polietilene ad alta densità (HDPE) e ancorati alle due estremità finali della struttura.

Alla base di ciascun cavo è presente una copertura in acciaio che protegge il singolo cavo da atti di vandalismo e collisione veicolari (vedere Fig. 20).

Illuminazione

Nei Paesi Bassi l'1% del finanziamento per progetti pubblici deve essere utilizzato per l'arte, nel caso del ponte Erasmus gli architetti decisero di utilizzare l'impianto di illuminazione per rispondere a questa esigenza. Il concetto alla base dello schema di illuminazione fu quello di invertire la notte con il giorno, ciò significava evidenziare tutti quegli elementi che si fondevano con lo sfondo durante il giorno e di nasconderli attraverso l'uso delle ombre.

COSTRUZIONE

Pilone

La scelta dell'acciaio per codesta costruzione ebbe molti vantaggi, fu possibile costruire l'intera sovrastruttura all'interno di una fabbrica con tempi più rapidi e prevedendo una lavorazione di qualità superiore. Il pilone venne realizzato in acciaio ad alta resistenza S460ML laminato termo meccanicamente, tuttavia all'epoca tale sistema risultò insolito nel suo utilizzo. L'assemblaggio del pilone prevede la sua composizione in tre pezzi separati e trasportati sul sito dalla fabbrica di provenienza distante circa 100 km. Venne trasportato così facendo un pilone da 1800 tonnellate e le due campate posteriori da 2000 tonnellate l'una che corrono lungo tutto il ponte. L'elevato peso e dimensione del pilone hanno fatto sì che l'impresa appaltatrice, offerente del prezzo più basso, altro non era che una ditta specializzata nelle costruzioni di piattaforme petrolifere senza alcuna esperienza nella progettazione di ponti, tuttavia in compenso possedevano già tutte le attrezzature pesanti necessarie. Un'altra tecnica relativamente nuova utilizzata nella fabbricazione fu l'uso estensivo del taglio direttamente dai progetti CAD.



Figura 99



Figura 100

Una volta fabbricato, il pilone fu sollevato su una grande chiatta usando una gru semisommersibile offshore con una capacità ben superiore a 10.000 t. Una volta sollevato, il pilone venne saldato insieme ai vari elementi che lo costituivano e contemporaneamente dovette stabilizzarsi fino a quando fu possibile installare un numero sufficiente di cavi. Ciò è stato ottenuto utilizzando una struttura di supporto in acciaio tubolare temporaneo tra la parte posteriore del pilone e il ponte stesso.

Impalcato

L'impalcato venne costruito da un subappaltatore distinto che lo realizzò fuori sede in sezioni da 22,15m. Questi furono nuovamente spediti sul sito tramite chiatta ed installati esternamente al molo di attracco. Ogni sezione venne sollevata tramite una gru usando una trave truss temporanea posizionata al disotto dell'impalcato. Con ogni successiva sezione del ponte aggiunta, la tensione del cavo di sospensione doveva essere modificata per mantenere la struttura in equilibrio. I cavi del paterazzo erano costituiti da trefoli man mano che veniva aggiunto ogni concio. Dalla quinta sezione in poi fu possibile rimuovere i supporti temporanei del pilone.



Figura 101



Figura 102

Fondazioni e geotecnica

Nel ponte vi erano due diversi tipi di blocchi di ancoraggio, il più grande tra questi al suo interno doveva contenere tutti i macchinari inerenti al ponte stesso e il contrappeso necessario per il meccanismo di sollevamento dell'impalcato, gli altri blocchi di ancoraggio in cemento invece sostenevano il ponte alle due estremità. La cella sotterranea: fu realizzata utilizzando delle palancole per l'espansione dell'acqua contenuta all'interno, dopodiché venne effettuato un getto di cemento armato sopra la base di fondazione creando appunto questa cella sotterranea. La parte inferiore conteneva una base profonda di 9 metri e sopra di essa vennero costruite le pareti della cella. La fossa fu quindi drenata. Celle di cemento: a causa delle loro dimensioni relativamente ridotte, vennero fabbricati fuori sede e quindi trasportati tramite chiatta nella posizione finale. La forma complessa ha prodotto difficoltà nella creazione della cassaforma, cui venne nuovamente risolto tornando al modello computerizzato trovando in tal modo le forme dei casseri richieste. Ogni blocco è stato costruito come un cassone sul fondo, questi è stato successivamente fatto affondare riempimento di cemento utilizzato per fornire una base solida.

Estetica

In precedenza BvB trascorse del tempo a lavorare presso l'ufficio di Santiago Calatrava in cui è probabile che venne influenzato dalla progettazione delle precedenti opere di Calatrava attraverso la sua analisi critica. In particolar modo durante la realizzazione del ponte Erasmus, Ben van Berkel venne a conoscenza della contemporanea progettazione del ponte Alamillo, realizzato da Calatrava.

Adempimento alle funzioni

Il design del pilone avvolto su sé stesso offre una buona soluzione sulle forze agenti su egli. I cavi di sospensione tirano in avanti la parte superiore del pilone in modo tale da controbilanciarsi con quelli posteriori, la forza rimanente sarà pertanto una spinta rivolta verso il basso nella parte anteriore, come mostrato dal cambio di direzione del pilone. Alla base, la trave ha una dimensione piuttosto elevata, sottolineando la resistenza al ribaltamento della struttura e fungendo anche da aggiunta estetica al pilone. A quanto pare, le travi posteriori alte 12 m risultano anche più del dovuto e sono state costruite usando delle minigonne rigide.

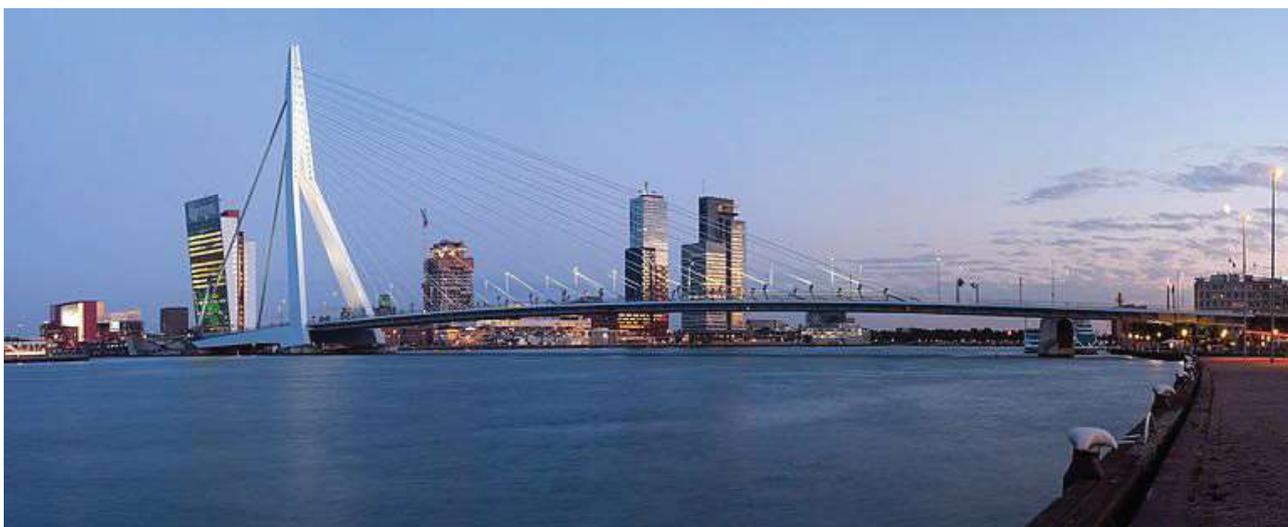


Figura 103

2.7. Soluzione scelta

A seguito dello studio effettuato sui vari casi, precedentemente analizzati, seppur in maniera molto sintetica per motivi di lettura, la scelta sul tipo di ponte ricade su una struttura che cerca di accontentare contemporaneamente due categorie:

- ponte strallato (categoria 1);
- ponte estradossato (categoria 2);

Il progetto che in seguito verrà analizzato, cerca in qualche modo di trarre benefici da entrambe le categorie, cercando per quanto possibile, di dar luogo ad una struttura che coni la leggerezza della strallatura e le dimensioni di un estradossato.

CAPITOLO 3 - DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO

Lo scopo di questo studio progettuale è quello di provvedere ad una riqualificazione urbanistica del sito in cui sorgerà tale opera.

L'idea è triplice :

- riqualificare una zona lasciata al suo degrado a causa di problematiche sia di natura umana, (es. spaccio, vandalismo ecc.) che naturale, vale a dire degrado degli argini del fiume, totale abbandono dei terreni circostanti il fiume ecc.
- incentivazione allo sviluppo del decoro urbano, attraverso la realizzazione di un ponte pedonale che possa sfruttare al meglio le qualità del sito in cui sorge. Ad esempio attraverso la realizzazione di una passerella pedonale sopraelevata che si colleghi con il ponte Flaiano permettendo così un nuovo modo di vedere le piste pedonali e ciclabili.
- promuovere uno nuovo sviluppo progettuale iniziato con il "Ponte del mare".

Tuttavia la scelta di una soluzione strallata ha avuto il duplice obiettivo di riproporre il cavo, come elemento principale, così come lo era per la trazione delle barche, e di rendere l'opera ben visibile da lontano, per creare una sorta di icona, che potesse dare una localizzazione spaziale ben definita ad un luogo altrimenti ben poco visibile e accessibile.

Il ponte si compone di due accessi pedonali:

- lato Nord (direzione Ospedale Santo Spirito) con una altezza di 7,00 m m.l.s;
- lato Sud (direzione autostra) con due annesse rampe in calcestruzzo armato.

Il piano di campagna è posto a 6.00m s.l.m.m, la quota minima prevista per gli appoggi, dovuta alla quota della piena del fiume Pescara valutata secondo un tempo di ritorno duecentennale è pari a 7.24m s.l.m.m. rispetto alla quota di normale scorrimento che è posta a 1.00m s.l.m.m.



Figura 104 Vista del ponte e della sistemazione circostante

3.1. La struttura

N.B. molti dei dati e/o argomenti trattati in questa tesi che non compariranno sotto forma di calcoli ma solo come IPOTESI PROGETTUALI, altro non sono appunto che ipotesi realizzate a seguito di un lungo studio di altri ponti strallati principalmente carrabili, per avere una migliore panoramica delle opere componente un sistema strutturale.

Le opere in elevazione sono realizzate in acciaio S355 ad eccezione dell'antenna che è realizzata in calcestruzzo armato C50/60. Le opere fondali e le opere di sostegno risulteranno essere realizzate in c.a. di varie classi di resistenza e di esposizione.

L'impalcato ha una luce complessiva di 264,00 m (suddivisa in opportune campate come illustrato qui di seguito) ed una altezza (travi longitudinali + pacchetto rivestimento + pavimentazione) tra 1,10 m e 1,20 m.

In particolare modo la parte strutturale è realizzata in acciaio S355 mentre la parte calpestabile in tavole di legno composito WPC 25 mm.



Figura 105 Prospetto laterale del ponte in direzione del mare

L'impalcato viene strutturato come tipologia mista, vale a dire sottostruttura in acciaio e soletta ortotropa in calcestruzzo armato, presentando un piano di calpestio largo 4,00 m dai punti centrali delle flange dei due profilati, solidarizzati trasversalmente da elementi trasversali di irrigidimento a composizione salta o di tipo profilato IPE 200. Tali elementi vengono posti ad un intervallo di 2,50 m gli uni dagli altri.

In particolare modo gli elementi costituenti l'impalcato (parte strutturale e non) verranno qui di seguito elencati e poi illustrati attraverso un dettaglio costruttivo:

- travi longitudinali a composizione saldata

Le travi longitudinali risultano essere realizzate in composizione saldata, possiedono un'altezza pari a 1000 mm ed una base da 500 mm, tale dimensione permette di ridurre significativamente le vibrazioni indotte nella struttura.

Inoltre nei punti di appoggio tra i vari piloni, le travi vengono opportunamente connesse tra loro mediante la realizzazione di piatti e bullonature.

- profili trasversali di irrigidimento

Anch'essi realizzati in composizione saldata, aventi un'altezza complessiva di 200 mm ed una base 100 mm, tuttavia profilo costituente il trasverso può essere realizzato anche mediante un profilo IPE 200.

I singoli trasversi vengono posti ad una distanza (calcolata dal baricentro del profilo) di 2,50 m gli uni dagli altri, permettendo così alla soletta in cemento armato di essere disposta in senso longitudinale anziché trasversale.

- soletta in cemento armato

La soletta in cemento armato prevede uno spessore di 10 cm, ed una disposizione in senso longitudinale, permettendo così di scaricare lo sforzo normale N di compressione quasi interamente sulle due travi di bordo.

Il sistema utilizzato è quello di una soletta in cemento armato definita come piastra ortotropa, nella quale anziché preferire l'utilizzo delle piastre da ponte in c.a. predallas tralicciate, cui viene previsto l'utilizzo di una lamiera grecata usata come cassaforma a perdere, che favorisce una maggiore leggerezza nell'impalcato.

- pavimentazione

Pavimentazione realizzata in legno composito WPC, materiale utilizzato in primis per ridurre l'impatto ambientale nell'utilizzo di legno come materiale principe, ed in secondo luogo per le efficienti proprietà tecniche, tra cui quella di avere una elevata resistenza nei confronti delle sollecitazioni del carico da folla, soprattutto agli urti e compressioni verticali.

Le dimensioni adottate sono quelle di 16,5 cm per 400 cm con uno spessore di 2,50 cm.

- parapetto

Parapetto realizzato in acciaio zincato costituito da 5 tubolari, di cui il primo (corrimano) ha un diametro da 6,00 cm mentre quelli sottostanti possiedono un diametro da 3 cm.

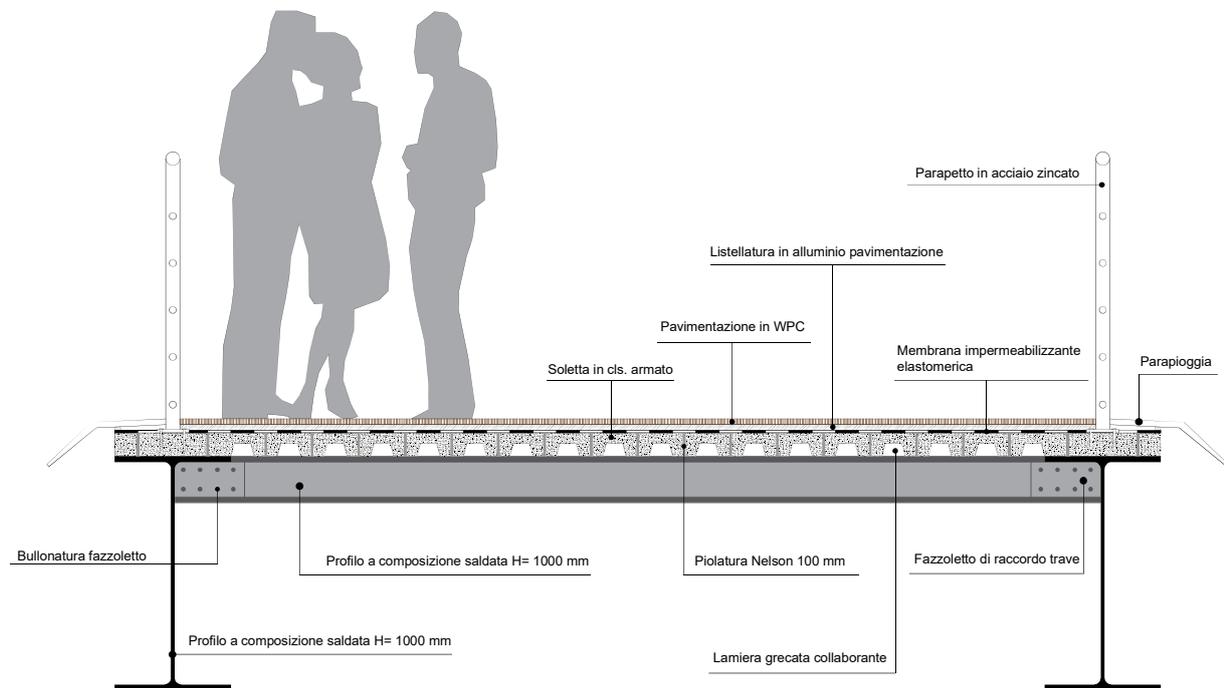


Figura 106 Sezione dell'impalcato adoperato nel progetto in esame

- stralli

L'impalcato è sorretto da 36 stralli costituiti da funi spirodali chiuse prodotti dalla TECI.

In particolar modo vengono adottati funi spirodali chiuse a 91 fili attraverso la seguente composizione, 1 + 6 + 12 + 18 + 24 + 30, prevedendo così un grado della fune pari a 1670 N/mm².

Ø Fune	Massa fune per 100 m	Sezione metallica	Forza di rottura minima	
mm	kg	mm ²	daN	kgf
19 fili				
11	60	72.2	10900	11110
12	71	86.0	12900	13140
13	84	101	15200	15490
14	97	117	17600	17940
15	111	134	20200	20590
37 fili				
16	127	152	22800	23240
17	143	171	25800	26290
18	160	192	28900	29450
19	179	214	32200	32820
20	198	237	35700	36390
61 fili				
22	240	286	43000	43830
24	285	341	51200	52190
26	335	400	60100	61260
28	388	464	69700	71040
91 fili				
30	446	532	79900	81440
32	507	605	90900	92660
34	572	683	103000	104990
36	642	766	115000	117220
38	715	853	128000	130470
40	792	945	142000	144750
42	873	1040	157000	160040

Tabella 1 caratteristiche tecniche sulle funi

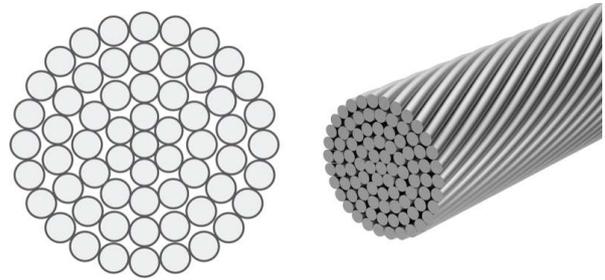


Figura 107 Sezione tipo di una fune spirodale per strallature

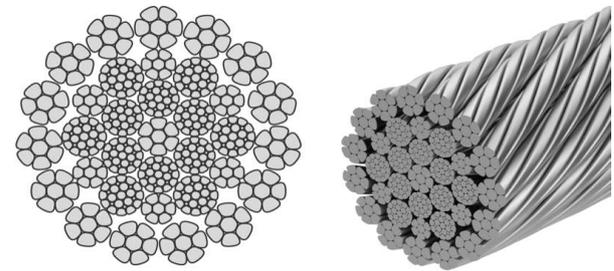


Figura 108 Fune multirefalo, antigiro, compattata, in acciaio zincato

L'impalcato è sorretto da un'antenna di altezza complessiva pari a 30,00 m realizzata in c.a. classe C50/60. La forma adoperata è quella di una A.

L'antenna ha una sezione variabile che tende a rastremarsi verso l'alto, in particolar modo è possibile osservare come l'antenna abbia una duplice sezione:

- sezione quadrata di base, sezione rettangolare in facciata, da 0 a 15 metri;
- sezione rettangolare di base con una rastremazione a base quadrata sulla sommità della torre, sezione piramidale in facciata.

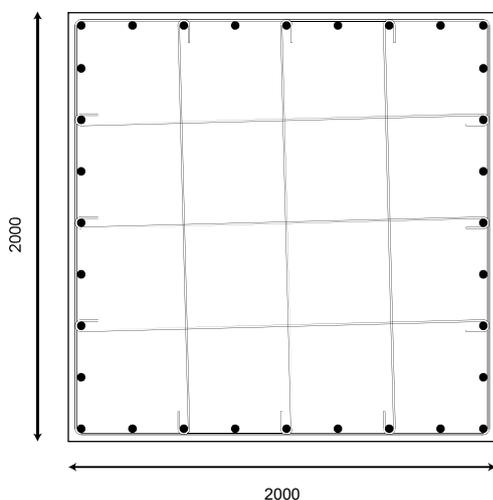


Figura 109 Sezioni tipo antenna in calcestruzzo (quote in mm)

SEZIONE DI BASE - ANTENNA IN CA

Armatura verticale

- 4 Ø 20 per ogni spigolo

- 7 Ø 20 per ogni lato

Staffatura :

- 10 Ø 20

L'antenna è sorretta da un plinto a base rettangolare, alto 2,00 m realizzato in calcestruzzo C40/50. Si fonda su 6 pali di 1000 mm lunghi 20,00 m realizzati con calcestruzzo C28/35.

N.B. La disposizione dell'armatura, qui sotto disegnata è puramente indicativa, in quanto non effettivamente calcolata nella struttura.

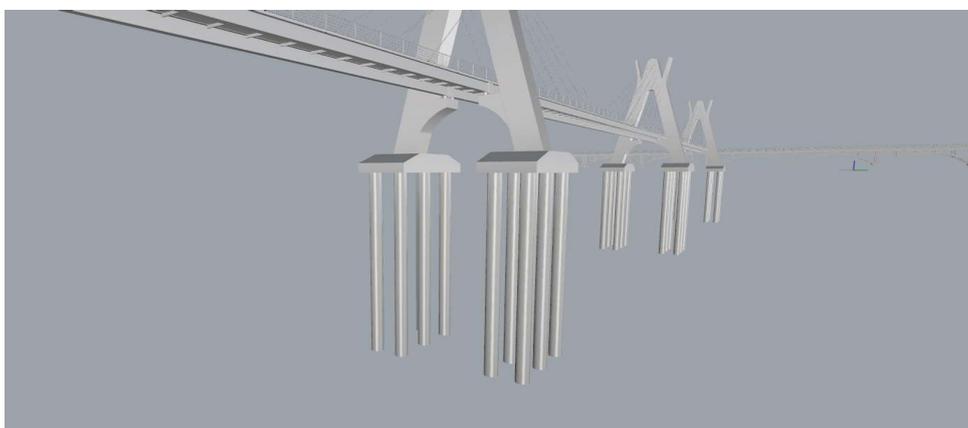
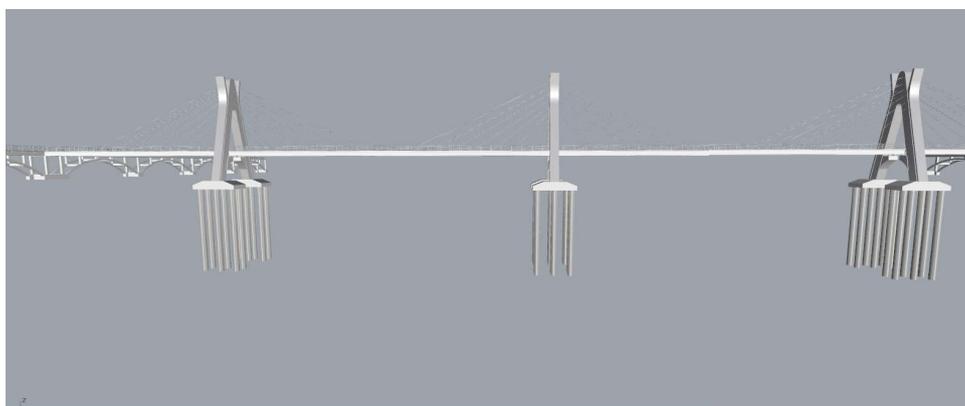
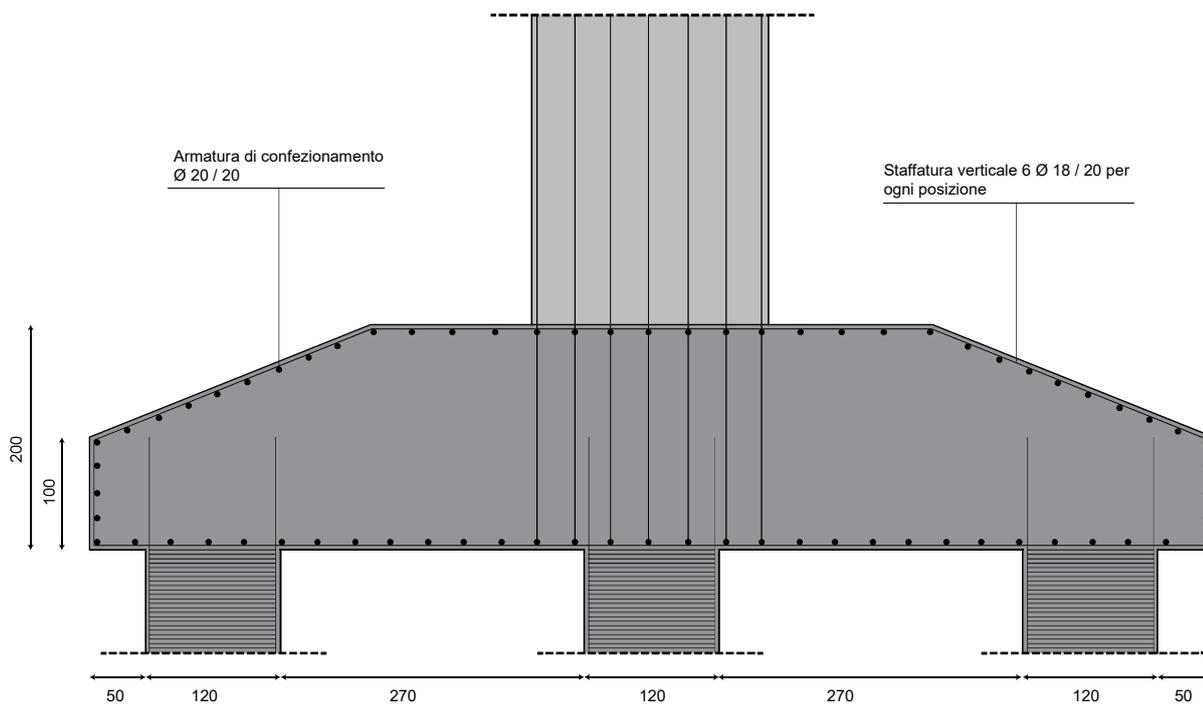


Figura 110 Plinto di fondazione antenna (quote in cm)

CAPITOLO 4 - ANALISI PRELIMINARE DEI PONTI STRALLATI

Attualmente, lo studio di queste tipologie di ponte è effettuato mediante programmi di calcolo agli elementi finiti FEM, che consentono una progettazione molto accurata nella quale è possibile tenere conto anche dei problemi relativi all'instabilità, ai funzionamenti locali di particolari meccanismi, agli effetti del secondo ordine o anche alla non linearità dei materiali, relegando il calcolo manuale solo alla fase iniziale di predimensionamento.

Il calcolo manuale per semplicità di esecuzione, si basa in generale su teorie del primo ordine, ovvero, per non appesantire troppo il calcolo vengono trascurati gli effetti provocati dai carichi applicati su una struttura già deformata, che in fase di calcolo viene considerata quasi sempre come indeformata. Questo porta ovviamente ad un errore di valutazione delle azioni negli elementi strutturali o delle deformazioni che invece sono molto sensibili ai fenomeni del secondo ordine.

I moderni mezzi di calcolo agli elementi finiti, permettono di ovviare a tali carenze procedendo con analisi iterative che tengono conto degli stati deformati al momento dell'applicazione del carico e quindi risultano sicuramente più precisi di quelli svolti manualmente. Il calcolo manuale e metodi usati in passato spesso basati sull'esperienza maturata con ponti strallati già realizzati, permettono comunque di definire alcune grandezze essenziali per poter dimensionare il ponte.

4.1. Il ponte strallato – definizioni

Per meglio comprendere quanto segue si definiscono quelli che sono gli elementi principali che costituiscono un ponte strallato:

- **sovrastuttura:** tutti quegli elementi che lavorano al di fuori del piano campagna, impalcato, sistema di sospensione, antenna ecc.
- **sottostruttura:** relativo alle strutture fondali, quali spalle, plinti di fondazione, pali di fondazione ecc.
- **impalcato:** insieme degli elementi strutturali che riguardano la parte di ponte che permetterà il transito dei pedoni/veicoli;
- **antenna:** elemento verticale che permette la sospensione dell'impalcato per mezzo di cavi;
- **stralli:** cavi in acciaio armonico;
- **sistema di sospensione:** elementi di sostegno dell'impalcato generalmente cavi in acciaio armonico o barre piene, dotati di elementi di ritegno che ne consentono la regolazione del tiro prima durante la messa in opera;

4.2. Il sistema di sospensione

Il sistema di sospensione può essere sostanzialmente di due tipi: **centrale e laterale**.

La sospensione centrale offre considerevoli vantaggi, il principale è sicuramente quello di natura estetica. L'uso quasi obbligatorio, in tale sistema, di un impalcato torso-rigido contribuisce inoltre alla riduzione dei momenti del secondo ordine come pure ad una maggiore stabilità dinamica ed aerodinamica.

Questo metodo di sospensione è caratterizzato inoltre, da un basso carico di fatica dei cavi, dato che un impalcato torso-rigido ha una grande capacità di diffusione per i carichi concentrati, così limita la variazione di tensione negli stralli.

Uno degli svantaggi, invece, corrisponde al pilone centrale posto al centro della carreggiata che implica un impalcato molto più largo. Questo è il caso dei ponti stradali che, con impalcati molto larghi atti ad ospitare due carreggiate, comporta un incremento notevole dei momenti torcenti. Inoltre, quando si ha a che fare con impalcati molto larghi, come nel caso di ponti stradali con due carreggiate, la sospensione laterale è utilizzata nella maggior parte dei ponti strallati costruiti finora.

Il piano degli stralli può essere verticale o inclinato, si veda la figura 111.

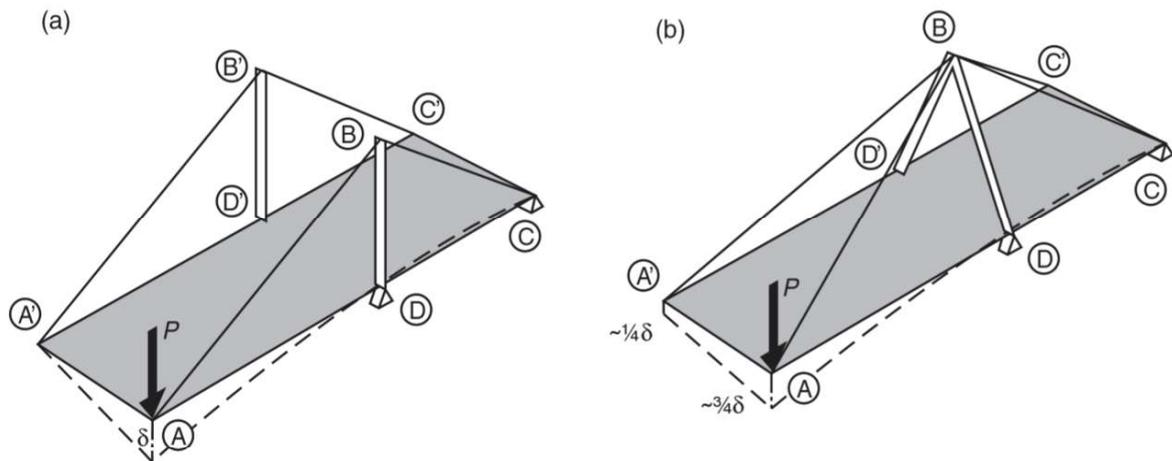


Figura 111 Inclinazione dello strallo in funzione della flessione dell'impalcato

Nel caso di **piano inclinato** spesso si utilizzano piloni a forma di A, i quali migliorano la rigidità e la stabilità della struttura e riducono spostamenti dell'impalcato in quanto fa sì che i carichi eccentrici vengono assorbiti da tutti gli stralli.

Inoltre si migliora anche stabilità aerodinamica nel caso di impalcato molto lunghi.

Nel caso di ponti stradali, l'uso di piani di sospensione inclinati può dar origine a problemi di spazio nella **direzione trasversale** che possono però essere risolti o incrementando la larghezza dell'impalcato o utilizzando sbalzi su cui installare gli ancoraggi.

La sospensione laterale in generale introduce **momenti flettenti trasversali** che sono massimi nel centro della sezione, mentre le forze di taglio sono massime all'estremità.

Pertanto, in queste zone possono sorgere dei problemi specialmente se l'impalcato è in calcestruzzo, in quanto l'ancoraggio dei cavi può interferire con gli eventuali cavi della precompressione trasversale.

4.3. Numero degli stralli

Nei primi ponti strallati venivano utilizzati pochi stralli con ampi spazi, il che portava ad avere grandi sforzi nei cavi i quali richiedevano complicati congegni di ancoraggio nonché spessori notevoli dell'impalcato per la grande distanza che c'era fra i pochi cavi presenti. Attualmente la tendenza è quella di utilizzare molti stralli con spazi molto più ridotti.

In linea generale si può dire i ponti strallati moderni tendono ad avere un numero molto elevato di stralli il cui interasse longitudinale è passato da 30-50 m, nelle prime realizzazioni, a 6-15 m nei ponti più recenti rimanendo comunque superiori negli impalcato di acciaio rispetto a quelli in calcestruzzo.

Il grande numero di stralli offre molti vantaggi:

a) la travata di impalcato può essere molto sottile, al limite priva di rigidità flessionale, poiché gli effetti locali del carico, tra due stralli contigui, perdono di importanza;

b) gli stralli sono più piccoli e quindi più facili da trasportare e da montare.

Si riducono inoltre le forze concentrate all'attacco dell'impalcato e delle torri, punti di per sé critici.

c) è facile sostituire gli stralli in esercizio qualora ciò si rendesse necessario per invecchiamento naturale o per cause accidentali.

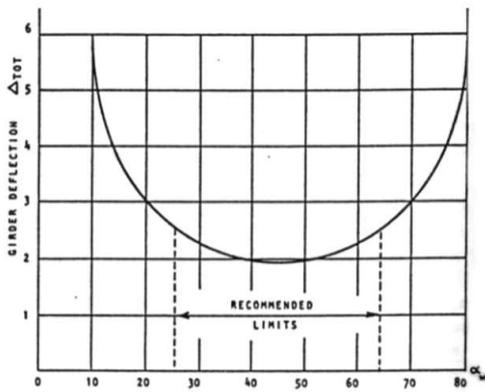
Con stralli molto ravvicinati la sostituzione può avvenire addirittura senza chiudere il ponte al traffico;

d) sono facilitate le operazioni di costruzione in quanto ogni uno o due conci di impalcato si mette in opera uno strallo e quindi la parte che deve reggersi a sbalzo è molto limitata.

In alcuni casi si è arrivati a disporre uno strallo provvisorio alla estremità della attrezzatura di varo in modo da non avere mai l'impalcato a sbalzo.

4.4. Inclinazione degli stralli

L'altezza del pilone influenza molto la rigidità del sistema strutturale, infatti con l'aumento dell'inclinazione del cavo diminuisce la tensione nello stesso, oltre che non la linearità e le sollecitazioni sull'impalcato. L'inclinazione degli stralli può essere messa in relazione con l'abbassamento del nodo che funge da collegamento fra l'impalcato e lo strallo più inclinato.



Su tale grafico si vede che l'inclinazione ottimale dei cavi è 45° ma può variare nel ragionevole limite di 25°-65°. I bassi valori dell'angolo di inclinazione corrispondono ai cavi esterni, mentre i valori più alti corrispondono ai cavi più vicini al pilone.

Figura 112 Inclinazione dello strallo in funzione della flessione dell'impalcato

4.5. Altezza della torre

L'altezza della torre di un ponte spesso è anche un aspetto architettonico oltre che strutturale. Generalmente l'altezza minima della torre o antenna è direttamente proporzionale alla lunghezza dell'impalcato (luce tra i due vincoli consecutivi, si rimanda all'immagine sottostante) moltiplicato per la tangente di 25°.

In generale possiamo scrivere $h = L_c \cdot \tan 25^\circ$

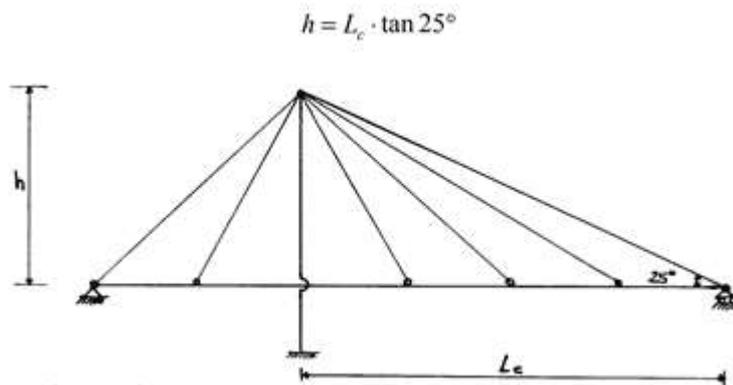


Figura 113 Dimensionamento dell'antenna

Suddetta relazione fornisce l'altezza minima della torre al di sotto della quale sarebbe opportuno non scendere.

4.6. Disposizione longitudinale degli stralli e dei vincoli

Gli schemi strutturali tipici dei ponti strallati possono suddividersi in due categorie fondamentali che si differenziano sostanzialmente soprattutto nei riguardi del comportamento statico, mentre la loro differenziazione formale è legata solo alla disposizione geometrica degli stralli, precisamente:

- Schema con stralli a ventaglio come da immagine di seguito riportata



Figura 114 Ponte Ostellato



Figura 115 Passerelle des Deux Rives

• Schema con stralli ad arpa come da immagine di seguito riportata



Figura 116 Katsushika Harp Bridge



Figura 117 Oresund Bridge

• Schema con stralli a semi ventaglio o detta anche “mista” come da immagine di seguito riportata



Figura 118 Guadiana International Bridge



Figura 119 Prins Clausbrug Bridge

La configurazione a ventaglio consiste nel collegare tutti gli stralli alla sommità del pilone o antenna però ha come svantaggio l'elevata sollecitazione nel punto di ancoraggio degli stralli. Tuttavia tale schema è il più teoricamente vantaggioso in quanto l'antenna è prevalentemente compressa. Inoltre dato che tutti gli stralli sono rinviati ad un unico punto che è collegato al suolo dal cavo di ormeggio può pertanto subire degli spostamenti limitati.

a configurazione ad arpa presenta lo svantaggio legato alla grande tensione negli stralli, ciò comporta una sezione dello strallo maggiore con il conseguente aumento del costo. Infatti comporta uno sforzo normale doppio agente sull'impalcato rispetto allo schema a ventaglio.

Ciò vuol dire che in tale schema gli stralli inferiori hanno una efficacia inferiore in quanto i punti di attacco all'antenna subiscono spostamenti a causa della deformabilità delle travi di riva; ciò provoca inoltre azioni flessionali nell'antenna assenti nello schema a ventaglio.

Lo schema ad arpa però ha il vantaggio di avere attacchi dei cavi alla travata tutti uguali, al contrario di quanto avviene nello schema a ventaglio.

Per quest'ultimo poi si hanno problemi di spazio dovuti all'arrivo di tutti i cavi in un unico punto dell'antenna, ove nascono inoltre pericolose concentrazioni locali di sforzi.

La configurazione a semi ventaglio è quella ottimale perché intermedia tra quelle elencate e quindi più performante. Naturalmente quando l'andamento del terreno lo permette risulta molto conveniente ancorare tutti gli stralli di riva al suolo, migliorando così le prestazioni degli stralli nella campata centrale.

4.7. Scelta dell'antenna o del pilone

La scelta della configurazione longitudinale e trasversale del pilone è legata allo schema strutturale adottato, al tipo di sospensione, agli effetti provocati dai carichi nonché a fattori estetici.

Lo schema strutturale, ad arpa a ventaglio o misto, pone un grosso vincolo alla libertà di scelta, in quanto, mentre per lo schema a ventaglio o misto ci si può orientare indifferentemente verso un pilone ad un solo braccio (ma anche 2) o ad A, per lo schema ad arpa il pilone ad uno o due bracci è quasi d'obbligo, in quanto usandone uno ad A il piano degli stralli non sarebbe più verticale.

Con gli stralli nello schema ad arpa i carichi accidentali non simmetrici possono essere bilanciati solo al costo di una significativa flessione longitudinale nel pilone. Questo quindi, deve avere non solo un'adeguata resistenza a flessione, ma anche una sufficiente rigidezza per ridurre la deformabilità dell'impalcato, in particolar modo se questo è flessibile.

L'uso del tipo a ventaglio offre per gli stralli innegabili vantaggi dal punto di vista delle forze nel pilone, nel quale è possibile creare vincoli orizzontali alla testa del pilone usando stralli di ancoraggio concentrati. Questo conferisce una grande rigidezza a tutta la struttura.

Per quanto riguarda l'influenza del tipo di sospensione sulla scelta del tipo di pilone, dove è prevista la sospensione laterale il progetto dovrebbe essere basato tenendo conto delle seguenti condizioni:

- sagoma limite per il transito dei vincoli;
- comportamento trasversale del pilone.

Si deve fare in modo di instaurare uno stato di equilibrio stabile e permanente, prendendo in considerazione anche l'influenza dei fenomeni a lungo termine sotto l'azione dei carichi permanenti.

Per la sospensione centrale occorre tener presente che porta ad un aumento della larghezza dell'impalcato, per cui occorre tener conto anche di fattori economici oltre che strutturali. Per quanto riguarda la snellezza trasversale questa può essere mantenuta entro ragionevoli limiti dalla presenza di una forza orizzontale introdotta dai cavi.

La stabilità trasversale del ponte è legata quindi anche alla forma del pilone, così come la capacità di ridurre gli effetti torsionali nell'impalcato. Un pilone ad A è senza dubbio il più adatto per far fronte a questo tipo di sollecitazioni, anche se dal punto di vista economico non è altrettanto competitivo, come si può vedere dal grafico seguente che esprime la relazione fra l'incremento di costo e la geometria del pilone.

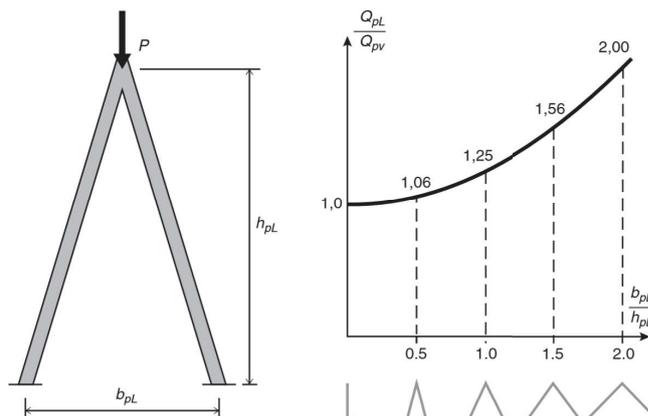


Figura 120 Relazione tra geometria e costo del pilone

4.8. Scelta dell'impalcato

L'impalcato come forma e dimensione dipende da vari fattori i quali vanno ad influenzare anche la scelta del materiale da utilizzare.

Il numero degli stralli influenza l'altezza dell'impalcato anche se tale altezza è limitata inferiormente dalla dimensione degli apparecchi di ancoraggio. Se il tipo di sospensione è centrale l'impalcato deve possedere un'elevata rigidità torsionale il che ci dirige verso impalcati a cassone in C.A. o in acciaio.

I metodi di costruzione e soprattutto l'economia sono fattori importanti al pari degli altri, infatti se da una parte un impalcato in acciaio può arrivare a pesare 1/5 di uno equivalente in cemento armato, dall'altro lato esso è 2-4 volte più costoso di uno equivalente in calcestruzzo.

Quindi la riduzione del peso proprio dell'impalcato deve comportare un risparmio in altre parti della struttura (stralli, piloni e fondazioni) per poter essere competitivo con un impalcato in cemento armato.

Nel caso dei ponti di grande luce la riduzione del peso diventa vitale e possono essere presi in considerazione solo impalcati molto leggeri, come quelli in acciaio. Per gli impalcati in cemento armato l'altezza si aggira su 1/100-1/200 della luce.

4.9. Predimensionamento degli stralli

In questa fase è opportuno riferirsi ad uno schema a ventaglio puro equivalente ad uno schema misto arpa-ventaglio.

L'altezza del pilone equivalente è pari a: $H = h_{pa} + \frac{2}{3} h_{an}$

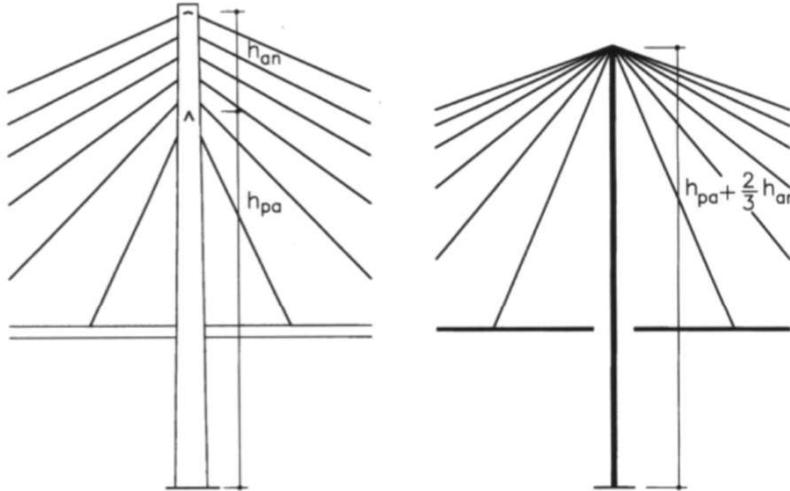


Figura 121 Altezza pilone equivalente

Si considera poi l'impalcato indeformabile e si calcola la tensione di ogni cavo in funzione dei carichi propri (g) dei carichi accidentali (q e P) agenti su di esso:

$$T_{sc,i} = \left(g + q + \frac{P}{0.3d} \right) \frac{\Delta}{\sin \varphi_i} + \gamma_s A_{sc,i} \frac{l_i}{\sin \varphi_i \cos \varphi_i} + T_{PTR,i}$$

Determinato il tiro di ogni cavo è possibile stabilire un'area minima:

$$A_{sc,i} = \frac{T_{sc,i}}{\Delta \sigma_{amm}}$$

con :

$$\Delta \sigma_{amm} = 0.3 \sigma_{amm}$$

Necessario per tenere in considerazione in primo momento i fenomeni di fatica.

Inserendo nella prima equazione la seconda è possibile ottenere direttamente l'area minima in funzione dei carichi agenti e del pretiro:

$$A_{sc,i} = \frac{\left(g + q + \frac{P}{30d} \right) \frac{\Delta}{\sin \varphi_i} + T_{PTR,i}}{\Delta \sigma_{amm} \left(1 - \frac{\gamma_s l_i}{\sin \varphi_i \cos \varphi_i \Delta \sigma_{amm}} \right)}$$

Per quanto riguarda i carichi concentrati essi vengono divisi per $30d$, con d spessore dell'impalcato per tener conto, in modo approssimato, dell'influenza degli stralli vicini. Una tale ipotesi può essere giustificata dal fatto che se l'impalcato fosse infinitamente rigido, il carico andrebbe distribuito in maniera uniforme tra tutti gli stralli, se fosse infinitamente flessibile, andrebbe applicato totalmente allo strallo nel quale si trova.

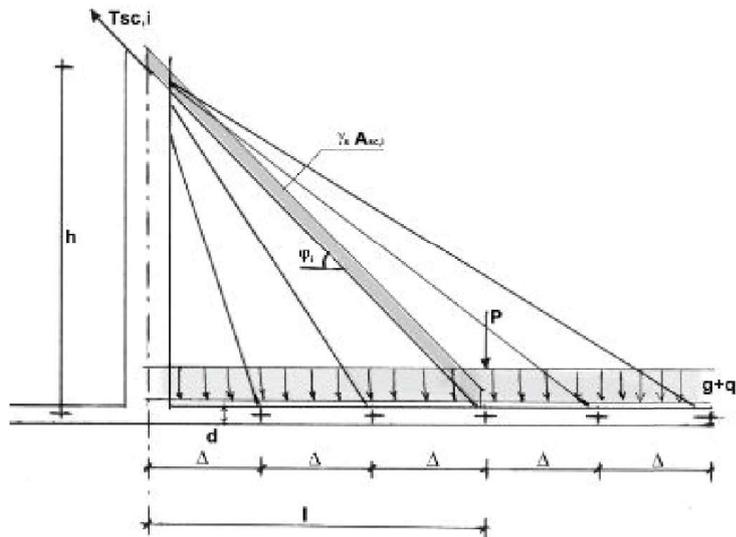
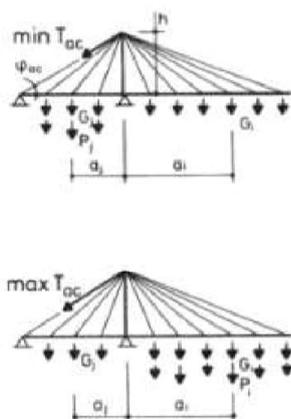


Figura 122 Tiro degli stralli di campata

Per il predimensionamento degli stralli di ormeggio occorre tener conto, in modo particolare, dei carichi accidentali, perché alcuni stralli potrebbero essere soggetti a sforzi di compressione che, oltre a portare ad una diminuzione di rigidità, risultano particolarmente dannosi in relazione ai fenomeni di fatica. Questi sforzi di compressione sono molto grandi negli stralli di ormeggio quando è caricata la campata di riva, come mostrato in figura.



$$\min T_{ac} = \frac{\sum G_i a_i - \sum (G_j + P_j) a_j}{h \cos \varphi_{ac}}$$

$$\max T_{ac} = \frac{\sum (G_i + P_i) a_i - \sum G_j a_j}{h \cos \varphi_{ac}}$$

Figura 123 Tiro degli stralli di riva

Per non incorrere nei problemi sopra accennati è bene che:

$$K_{ac} = \frac{\min T_{ac}}{\max T_{ac}} \geq 0.25$$

Infine per far sì che sotto l'azione dei carichi permanenti l'impalcato si comporti come una trave continua su appoggi fissi, è necessario regolare la tensione negli stralli applicando opportuni sforzi di pretensione.

Lo sforzo di trazione T_i nella generica fune quindi dovrà essere tale che la sua componente verticale sia pari proprio alla reazione R_i dovuta ai carichi permanenti che si avrebbe nella trave continua equivalente:

$$R_i = T_i \sin \alpha_i$$

Il diagramma dei momenti provocato dai carichi permanenti è allora quello di figura e si vede come per un numero di stralli elevato esso tende praticamente a zero e la trave è soggetta solo a sforzo normale.

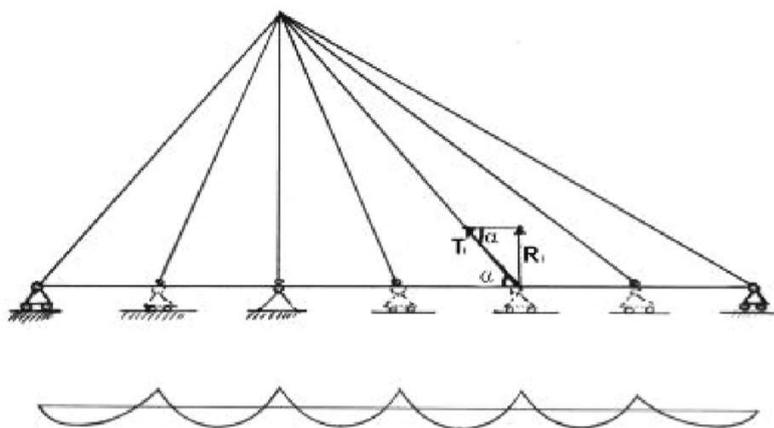


Figura 124 Schema statico impalcato con appoggi fissi

Gli sforzi di pretensione possono essere determinati anche seguendo un'altra via, un po' più laboriosa, e diversa a seconda della tipologia: a ventaglio, ad arpa o misto.

Il problema viene definito sfruttando condizioni di congruenza in relazione agli spostamenti che si vogliono annullare, quindi possibile riportare i dati del problema in forma matriciale e risolverli analiticamente o in maniera automatica.

$$\begin{bmatrix} N_1 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ N_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & \dots & \dots & \dots & D_{1n} \\ \vdots & \ddots & & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & & \vdots \\ \vdots & & & \ddots & \vdots \\ D_{n1} & \dots & \dots & \dots & D_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ \delta_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix}$$

Figura 125 Formulazione matriciale del problema

Per la tipologia a ventaglio il sistema di equazioni di congruenza risulta generalmente determinato.

Per le tipologie ad arpa o miste il problema diventa più complesso, infatti il numero degli spostamenti da annullare è quello relativo all'impalcato, con gli spostamenti verticali, ed all'antenna, con gli spostamenti orizzontali.

Il problema è indeterminato in quanto si ha un numero di equazioni maggiore del numero di incognite.

La risoluzione del problema può essere ottenuta tramite una diminuzione delle equazioni, oppure facendo entrare in gioco altre grandezze finché il sistema risulta determinato dunque procedendo per iterazioni successive.

Tutto ciò implica in molti casi soluzioni che sono solo il risultato di un procedimento analitico che induce spostamenti e tensioni inammissibili da un punto di vista pratico.

Inoltre con tale procedimento, che si appoggia alla teoria del 1° ordine, non teniamo, in alcun modo, in considerazione gli effetti delle non linearità, sia geometriche che meccaniche.

CAPITOLO 5 - NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Per la realizzazione del progetto, l'esecuzione delle analisi, delle verifiche di sicurezza, di stabilità e di esercizio della struttura in esame si fa riferimento alle seguenti normative tecniche:

D.M. 27/01/2018 - "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2018);

Circolare n.617 del 2/2/2009 - "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008;

CNR-UNI 10011/88 - "Costruzioni di acciaio: istruzioni per il calcolo, il collaudo e la manutenzione"

CNR-UNI 10030/87 - "Anime irrigidite di travi a parete piena"

CNR-UNI 10018/99 - "Apparecchi di appoggio per le costruzioni"

EUROCODICE 1 parte 1-1 - "Azioni sulle strutture – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per edifici"

EUROCODICE 1 parte 1-4 - "Azioni sulle strutture – Azioni del vento"

EUROCODICE 1 parte 1-5 - "Azioni sulle strutture – Azioni termiche"

EUROCODICE 3 parte 1-1 - "Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per edifici"

EUROCODICE 3 parte 1-5 - "Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra"

EUROCODICE 3 parte 1-7 - "Progettazione delle strutture di acciaio – Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano"

EUROCODICE 3 parte 2 - "Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio"

CAPITOLO 6 - MATERIALI UTILIZZATI

La struttura è interamente realizzata in acciaio S355. Per le fondazioni è previsto l'impegno di calcestruzzo di classe C40/50 mentre per i pali di fondazione sarà utilizzato un calcestruzzo di classe C28/35. L'acciaio utilizzato nelle strutture in cemento armato è del tipo B450C. Per tali materiali, in sede di progettazione, si assumono i seguenti valori nominali delle proprietà fisico-meccaniche (NTC18, Cap.11):

6.1 Acciaio per la carpenteria metallica (S355)

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	355	N/mm ²
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} =$	338	N/mm ²
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} =$	510	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.3	
Modulo elastico	$E =$	210 000	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	$G =$	80 769	N/mm ²
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha =$	12×10^{-6}	1/ °C
Peso specifico	$\rho =$	7850	kg/m ³

Tabella 2 Caratteristiche tecniche acciaio per la carpenteria metallica (S355)

6.2. Acciaio per l'armatura delle strutture in C.A. (B450C)

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} =$	391,3	N/mm ²
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} =$	540	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.3	
Modulo elastico	$E =$	210 000	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	$G =$	80 769	N/mm ²
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha =$	12×10^{-6}	1/ °C
Peso specifico	$\rho =$	7850	kg/m ³

Tabella 3 Caratteristiche tecniche acciaio per l'armatura delle strutture in C.A.

6.3. Calcestruzzo per antenna (C50/60)

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	60	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	50	N/mm ²
Resistenza a compressione di progetto	$f_{cd} =$	22,67	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	48	N/mm ²
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	3,51	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,46	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd} =$	1,64	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	$E_{o} =$	35.000	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,15	

Coefficiente di dilatazione lineare	$\alpha =$	10×10^{-6}	$1/^{\circ}\text{C}$
Peso specifico	$\rho =$	2500	kg/m^3

Tabella 4 Caratteristiche tecniche calcestruzzo armato per antenna (C50/60)

6.4. Calcestruzzo per fondazioni (C40/50)

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	60	N/mm^2
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	50	N/mm^2
Resistenza a compressione di progetto	$f_{cd} =$	22,67	N/mm^2
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	48	N/mm^2
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	3,51	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,46	N/mm^2
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd} =$	1,64	N/mm^2
Modulo elastico istantaneo	$E_{o=}$	35.000	N/mm^2
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,15	
Coefficiente di dilatazione lineare	$\alpha =$	10×10^{-6}	$1/^{\circ}\text{C}$
Peso specifico	$\rho =$	2500	kg/m^3

Tabella 5 Caratteristiche tecniche calcestruzzo per fondazioni (C40/50)

6.5. Calcestruzzo per la palificata (C28/35)

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	35	N/mm^2
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	29,05	N/mm^2
Resistenza a compressione di progetto	$f_{cd} =$	16,46	N/mm^2
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	37,05	N/mm^2
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,83	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,98	N/mm^2
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd} =$	1,32	N/mm^2
Modulo elastico istantaneo	$E_{o=}$	32.600	N/mm^2
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,15	
Coefficiente di dilatazione lineare	$\alpha =$	10×10^{-6}	$1/^{\circ}\text{C}^2$
Peso specifico	$\rho =$	2500	kg/m^3

Tabella 6 Caratteristiche tecniche calcestruzzo armato per palificata (C28/35)

6.6. Pavimentazione in legno composito WPC

Densità	$\rho =$	1,30	N/mm ²
Assorbimento Acqua in 24h immersione	%(peso) %(Volume)	0,30 0,17	N/mm ²
Resistenza alla trazione	$f_{ctk} =$	22,5	MPa
Modulo di Rottura	$f_k =$	22,0	MPa
Resistenza alla flessione	$f_{ctm} =$	22,5	MPa
Resistenza alla compressione	$f_{ck} =$	26,4	MPa
Modulo di elasticità	$E =$	2400	N/mm ²
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha =$	$4,9 \times 10^{-6}$	1/°C

Tabella 7 Caratteristiche tecniche pavimentazione in legno composito WPC

6.7. Copriferro o ricoprimento per elementi in calcestruzzo armato

Il copriferro, ovvero il ricoprimento delle armature e delle staffe in un manufatto in calcestruzzo, è una parte fondamentale dell'elemento strutturale in quanto favorisce l'adesione tra le barre di armatura e il calcestruzzo teso della sezione che collabora così, nelle sezioni non fessurate, alla resistenza a trazione della sezione. Non meno importante è la funzione di protezione che svolge nei confronti degli attacchi da parte di agenti esterni alle armature stesse e dunque il rallentamento o l'annullamento dei fenomeni di corrosione dannosi e molto rapidi altrimenti in ambienti aggressivi. Per determinare il giusto spessore da assegnare al copriferro si farà riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 2 parte 1 e nelle NTC 2018.

4.1.6.1.3 Copriferro e interferro (tratto da "NTC.2018")

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il § 4.1.2.4. Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature; a tale scopo si può fare utile riferimento alla UNI EN 1992-1-1. Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati. Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo

4.4.1 Copriferro (tratto da "Eurocodice 2 parte 1")

4.4.1.1 Generalità

(1)P Il copriferro è la distanza tra la superficie esterna dell'armatura (inclusi staffe, collegamenti e rinforzi superficiali, se presenti) più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.

(2)P Il copriferro nominale deve essere specificato sui disegni. Esso è definito come il copriferro minimo, c_{min} (vedere punto 4.4.1.2), più un margine di progetto per gli scostamenti, Δc_{dev} (vedere punto 4.4.1.3):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (1)$$

4.4.1.2 Copriferro minimo, c_{min}

(1) P Un copriferro minimo, c_{min} , deve essere assicurato al fine di garantire:

- la corretta trasmissione delle forze di aderenza (vedere anche le Sezioni 7 e 8);
- la protezione dell'acciaio contro la corrosione (durabilità);
- un'adeguata resistenza al fuoco (vedere EN 1992-1-2).

(2)P Deve essere utilizzato il massimo valore di c_{min} che soddisfi sia i requisiti relativi all'aderenza, sia quelli relativi alle condizioni ambientali.

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$$

dove (#):

$c_{min,b}$ copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza, vedere punto 4.4.1.2 (3);

$c_{min,dur}$ copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali, vedere punto 4.4.1.2 (5);

$\Delta c_{dur,y}$ margine di sicurezza, vedere punto 4.4.1.2 (6);

$\Delta c_{dur,st}$ riduzione del copriferro minimo quando si utilizza acciaio inossidabile, vedere punto 4.4.1.2 (7);

$\Delta c_{dur,add}$ riduzione del copriferro minimo quando si ricorre a protezione aggiuntiva, vedere punto 4.4.1.2 (8)

(3) Per far sì che le forze di aderenza siano trasmesse adeguatamente, e che il calcestruzzo sia sufficientemente compatto, si raccomanda che il copriferro minimo non sia inferiore ai valori di $c_{min,b}$ dati nel prospetto 4.2 (**tabella 8**).

Requisito relativo all'aderenza	
Disposizione delle armature	Copriferro minimo $c_{min,b}$ *)
Isolate	Diametro della barra
Raggruppate	Diametro equivalente (φ_n) (vedere punto 8.9.1)
*) Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di aumentare $c_{min,b}$ di 5 mm	

Tabella 8 Copriferro minimo, $c_{min,b}$, richiesto con riferimento all'aderenza.

Nota

I valori di $c_{min,b}$ per guaine circolari e rettangolari di armature post-tese aderenti e per armature da precompressione pre-tese da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale.

I valori raccomandati per guaine da precompressione per post-tensione sono:

- guaine di sezione circolare: diametro della guaina stessa;
- guaine di sezione rettangolare: la dimensione più piccola o la metà della dimensione più grande, se quest'ultima è superiore.

Non vi sono requisiti per copriferro di guaine circolari o rettangolari maggiore di 80 mm. I valori raccomandati per armature pre-tese sono:

- 1,5 × il diametro del trefolo o del filo liscio;
- 2,5 × il diametro del filo indentato.

(4) Per armature da precompressione, si raccomanda che il copriferro minimo dell'ancoraggio sia calcolato in accordo con lo specifico Benestare Tecnico Europeo.

(5) Con un calcestruzzo di peso normale, il copriferro minimo delle armature, in accordo con la EN 10080 e che tenga conto delle classi di esposizione e delle classi strutturali è dato da $c_{min,dur}$.

Nota

La classificazione strutturale e i valori di $c_{min,dur}$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. La Classe Strutturale raccomandata (vita utile di progetto di 50 anni) è S4 per le resistenze indicative del calcestruzzo date nell'appendice E e le modifiche raccomandate alle classi strutturali sono date nel prospetto 4.3N. La Classe Strutturale minima raccomandata è S1. I valori raccomandati di $c_{min,dur}$ sono dati nel prospetto 4.4N (acciai da armatura ordinaria) e nel prospetto 4.5N (acciai da precompressione)

I valori elencati (#) dipendono da:

- Classe strutturale del calcestruzzo
- Classe di esposizione
- Tipo di controlli delle lavorazioni

Classe strutturale del calcestruzzo

Con riferimento al requisito della durabilità, le strutture in c.a. sono classificate da EC2 in sei classi strutturali, da S1 a S6. Alle classi strutturali più alte corrisponde una maggiore vulnerabilità agli attacchi esterni. Nell'ambito di una stessa classe di esposizione e per uno stesso tipo di armatura, il copriferro richiesto per soddisfare il requisito della durabilità è maggiore per le classi strutturali più alte. La Classe Strutturale minima è S1. Quando si adottano le resistenze minime del calcestruzzo riportate nel Prospetto E.1N e si considera una vita utile di progetto di 50 anni, la Classe Strutturale convenzionale è S4. La classe strutturale deve essere aumentata di due (e questo comporta un aumento del copriferro a parità delle altre condizioni) se la struttura viene progettata per una vita utile di 100 anni, qualunque sia la classe di esposizione ambientale. Viceversa, la classe strutturale può essere ridotta, con conseguente riduzione del copriferro, nei casi elencati nel Prospetto 4.3N.

Si adotta come classe strutturale di partenza la S4 che sarà modificata in base alle specifiche di ogni elemento considerato secondo il prospetto 4.3N dell'EC2 parte 1.

prospetto 4.3N (tabella 9) **Classificazione strutturale raccomandata**

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD1/XS1	XD3/XS2/XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza 1) 2)	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Tabella 9 Variazione di classe strutturale - prospetto 4.3N EC2

Classe di esposizione

La durabilità del calcestruzzo è la capacità di durare nel tempo, resistendo alle azioni aggressive dell'ambiente, agli attacchi chimici, all'abrasione o ad ogni altro processo di degrado che coinvolga oltre alla pasta cementizia anche le eventuali armature metalliche

4.2 Condizioni ambientali (tratto da "Eurocodice 2 parte 1")

(1)P Le condizioni di esposizione sono le condizioni chimiche e fisiche alle quali la struttura è esposta, in aggiunta alle azioni meccaniche.

(2) Le condizioni ambientali sono classificate secondo il prospetto 4.1, basato sulla EN 206-1.

(3) In aggiunta alle condizioni del prospetto 4.1, si raccomanda di considerare alcune forme particolari di azioni aggressive o indirette, incluse: attacco chimico, dovuto per esempio a:

- utilizzo dell'edificio o della struttura (stoccaggio di liquidi, ecc.),
- soluzioni di acidi o solfati (EN 206-1, ISO 9690),
- cloruri contenuti nel calcestruzzo (EN 206-1),
- reazioni alcali-aggregati (EN 206-1, norme nazionali);

attacco fisico, dovuto per esempio a:

- variazioni di temperatura,
- abrasione [vedere punto 4.4.1.2 (13)],
- penetrazione di acqua (EN 206-1)

prospetto 4.1 **Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1**

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Tabella 10 Classi di esposizione da EC2 - prospetto 4.1 EC2

Tipo di lavorazioni

Nel calcolo del copriferro nominale, c_{nom} , si deve aumentare il copriferro minimo per tener conto degli scostamenti ($\Delta_{c,dev}$). Il copriferro minimo richiesto deve essere aumentato del valore assoluto dello scostamento negativo accettato.

Il valore raccomandato è 10 mm.

Nel caso in cui l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità nel quale siano incluse le misure dei copriferri, lo scostamento ammesso nel progetto, può essere ridotto a:

$$10 \text{ mm} \geq \Delta_{c,dev} \geq 5 \text{ mm}$$

Se si può assicurare che sia utilizzato un dispositivo di misurazione molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (per esempio elementi prefabbricati), lo scostamento ammesso può essere ridotto a:

$$10 \text{ mm} \geq \Delta_{c,dev} \geq 0 \text{ mm}$$

Si adotta uno scostamento di 10mm.

Per, $\Delta c_{dur,Y}$ si adotta il valore raccomandato dall'EC2 parte 1 al §4.4.1.2 di 0mm.

Nel caso si utilizzi acciaio inossidabile o siano prese misure particolari, il copriferro minimo può essere ridotto di $\Delta c_{dur,st}$. In tali situazioni si raccomanda di considerare gli effetti sulle proprietà rilevanti del materiale, ivi inclusa l'aderenza.

Per, $\Delta c_{dur,st}$ si adotta il valore raccomandato dall'EC2 parte 1 al §4.4.1.2 di 0mm.

Per calcestruzzo con protezioni aggiuntive (per esempio rivestimento) il copriferro minimo può essere ridotto di $\Delta c_{dur,add}$.

Per, $\Delta c_{dur,add}$ si adotta il valore raccomandato dall'EC2 parte 1 al §4.4.1.2 di 0mm.

ELEMENTO	Classe strutturale	Classe di esposizione	$c_{min,dur}$ [mm]	Δc_{dev} [mm]	$\Delta c_{dur,st}$ [mm]	$\Delta c_{dur,Y}$ [mm]	$\Delta c_{dur,add}$ [mm]	c_{nom} [mm]
Antenna	4	XF1	30	10	0	0	0	40
Pali	4	XS2	40	10	0	0	0	50

Tabella 11 valutazione copriferro

Per la valutazione del copriferro di calcolo, ovvero relativo al baricentro delle barre longitudinale sarà utilizzata in sede di verifica del singolo elemento la seguente espressione:

$$c_{cal} = c_{nom} + \varnothing_{staffa} + 0,5 \varnothing_{long}$$

Dove:

- c_{nom} copriferro nominale;
- \varnothing_{staffa} diametro staffa;
- \varnothing_{long} diametro barre longitudinali.

CAPITOLO 7 - ANALISI DEI CARICHI E AZIONI SUL PONTE

7.1 Valutazioni sulla sicurezza

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni il D.M.27.01.2018 impone di utilizzare criteri probabilistici scientificamente comprovati basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza e sull'utilizzo di valori caratteristici e le azioni valutate secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per tenere conto della probabilità di accadimento di un certo evento è necessario definire alcuni parametri che saranno più volte ripetuti nei seguenti paragrafi.

Nel capitolo 5 del D.M. 27/01/2018 (NTC 2018) si trovano indicazioni riguardo le azioni da considerare nel caso di ponti stradali e ferroviari.

§ 5.1.3. AZIONI SUI PONTI STRADALI

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- distorsioni e deformazioni impresse;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili (variazioni termiche, spinte idrodinamiche, vento, neve e le azioni sui parapetti);
- le resistenze passive dei vincoli;
- gli urti sulle barriere di sicurezza stradale di veicoli in svio;
- le azioni sismiche;
- le azioni eccezionali.

AZIONI PERMANENTI	<ul style="list-style-type: none">- Peso proprio della struttura- Sovraccarico permanente- Spinta dei rilevai d'accesso, sottospinte idrauliche ecc.
AZIONI LEGATE AL TRANSITO DEL CARICO	<ul style="list-style-type: none">- Sovraccarico accidentale- Effetto dinamico del sovraccarico accidentale- Forza di frenatura- Forza centrifuga- Urti su pareti e sicurvità
AZIONI DOVUTE AL VENTO	<ul style="list-style-type: none">- Spinta del vento (statica)- Azioni dinamiche
AZIONI SENZA FORZE ESTERNE	<ul style="list-style-type: none">- Stati di coazione propriamente detti (precompressione, ecc.)- Effetti termici- Ritiro- Viscosità- Cedimenti vincolari- Attrito nei vincoli
AZIONI DOVUTE ALL'OSTACOLO SOVRAPPASSATO	<ul style="list-style-type: none">- Spinta dell'acqua- Spinta del ghiaccio- Urto di mezzi o natanti- Movimenti franosi
SISMA	<ul style="list-style-type: none">- Azioni dinamiche sulle strutture- Modifica dei terreni- Azioni dinamiche o liquidi interagenti con le strutture.

Tabella 12 Prospetto delle più frequenti azioni, raggruppate opportunamente

7.1.1. Vita nominale (tratto dalla NTC. 2018)

§ 2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a V_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a V_N e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

Per una più chiara comprensione della Tabella 2.4.I Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni fare riferimento alla **Tabella 2.4.I Vita nominale V_N per diversi tipi di opere (NTC. 2018)**.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Nel caso in esame è possibile prendere un valore pari a: $V_N = 50$ anni

7.2. Azioni permanenti

Le azioni permanenti da prendere in considerazione sono:

- Carichi permanenti strutturali (g_1)
- Carichi permanenti non strutturali (g_2)
- Altre azioni permanenti (g_3)

7.2.1. Carichi permanenti strutturali (g_1)

I carichi dovuti alla carpenteria metallica dell'impalcato, dei cavi e dell'antenna sono computati in maniera automatica dal programma di calcolo RFEM.

N.B. il peso in kN inerente alle travi, trasversi, e antenne è calcolato direttamente sul totale del numero di elementi facenti parte del ponte ovvero :

- **2 travi longitudinali (264,00 m l'una);**
- **100 trasversi di irrigidimento (3,50 m l'uno);**
- **3 antenne in calcestruzzo armato.**

Riportiamo qui di seguito i dati estratti dal programma:

Elementi strutturali in acciaio	peso in kN	peso in kg
Trave longitudinale	1726,56	172.656
Trasverso di irrigidimento	210	21.000

Tabella 13

Elementi strutturali in C.A.	peso in kN	peso in kg
C.A. antenna	2000	200.000
C.A. soletta	2970	297.000

Tabella 14

Cavi	peso in kN	peso in kg
Fune spiroidale a 91 fili	9,17	9171,72

Tabella 15

Qui di seguito viene illustrato un'approfondimento inerente al tipo di lamiera grecata collaborante utilizzata nella soletta in cemento armato, alla fine di tale approfondimento e dell'analisi dei carichi permanenti non strutturali, si procederà con il calcolo dell'area lorda dell'impalcato e dei pesi globali su tale struttura.

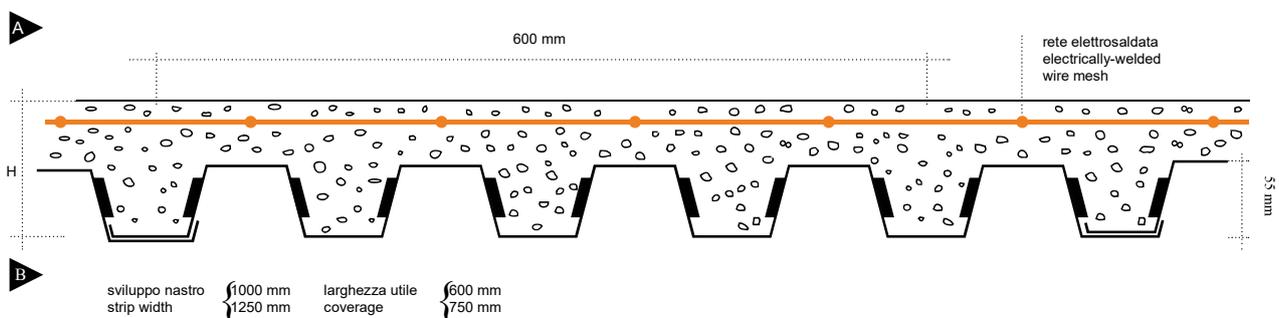
7.2.1.1 APPROFONDIMENTO LAMIERA GRECATO COLLABORANTE

Le caratteristiche sono direttamente prese dal catalogo della casa produttrice **MARCEGAGLIA BUILDTECH**.

SOLAI CON LAMIERE COLLABORANTI

Floors with collaborating sheets
 Decken mit Verbundblechen
 Planchers avec tôles associées
 Suelos con chapas colaborantes

EGB 210 H = 10 cm



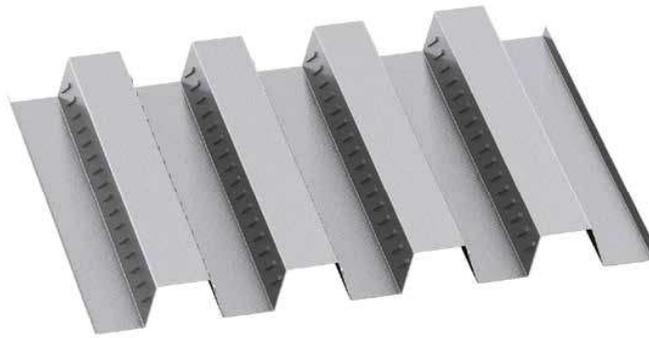


Figura 126 Lamiera grecata collaborante EGB210

EGB210 H=10 cm

Caratteristiche del profilo		Section properties		
Spessore Thickness	mm	Peso Weight	Peso Weight	
			1000	1250
		kg/m ²	kg/m	
	0,7	9,16	5,50	6,87
	0,8	10,47	6,28	7,85
	1,0	13,08	7,85	9,81
	1,2	15,70	9,42	11,78

CARATTERISTICHE Characteristics Eigenschaften Caractéristiques Características	Rete ø 6 mm a maglia saldata da 150x150 mm	Grid ø 6 mm welded mesh 150x150 mm	Nutzung und Anwendung Geflecht ø 6 mm mit geschweißten Maschen zu 150x150 mm	Grille ø 6 mm à maille soudée de 150x150 mm	Malla electrosoldada 150x150 mm (Ø 6 mm)
---	--	--	---	---	---

EGB 210 H=10 cm ▲▲ 1 campata 1 span

Spessore Thickness	Sovraccarico di esercizio utile uniformemente distribuito kN/m ² - Useful working overload, uniformly distributed (kN/m ²)															
	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00	15,00	20,00
mm	Luce massima in m per solai - Maximum span in m for floors															
0,7	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.37	2.22	2.09	1.89	1.73	1.50	1.34	1.17	0.98	
0,8	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.52	2.36	2.23	2.02	1.86	1.61	1.44	1.26	1.06	
1,0	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.63	2.49	2.26	2.09	1.82	1.64	1.44	1.22	
1,2	2.90	2.90	2.90	2.90	2.90	2.90	2.90	2.82	2.67	2.43	2.24	1.97	1.77	1.55	1.32	

EGB 210 H=10 cm ▲▲▲ 2 campate 2 spans

Spessore Thickness	Sovraccarico di esercizio utile uniformemente distribuito kN/m ² - Useful working overload, uniformly distributed (kN/m ²)															
	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00	15,00	20,00
mm	Luce massima in m per solai - Maximum span in m for floors															
0,7	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.61	2.46	2.34	2.23	2.13	1.97	1.85	1.65	1.51	1.33	1.00
0,8	3.05	3.05	3.05	3.01	2.79	2.61	2.46	2.34	2.23	2.13	1.97	1.85	1.65	1.51	1.35	1.10
1,0	3.40	3.40	3.30	3.01	2.79	2.61	2.46	2.34	2.23	2.13	1.97	1.85	1.65	1.51	1.35	1.17
1,2	3.60	3.60	3.30	3.02	2.79	2.61	2.46	2.34	2.23	2.13	1.97	1.85	1.65	1.51	1.35	1.17

EGB 210 H=10 cm ▲▲▲▲ N campate N spans

Spessore Thickness	Sovraccarico di esercizio utile uniformemente distribuito kN/m ² - Useful working overload, uniformly distributed (kN/m ²)															
	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00	15,00	20,00
mm	Luce massima in m per solai - Maximum span in m for floors															
0,7	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.82	2.65	2.52	2.40	2.30	2.13	1.99	1.73	1.54	1.34	1.02
0,8	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	2.82	2.65	2.52	2.40	2.30	2.13	1.99	1.78	1.63	1.44	1.14
1,0	3.20	3.20	3.20	3.20	3.01	2.82	2.65	2.52	2.40	2.30	2.13	1.99	1.78	1.63	1.45	1.24
1,2	3.40	3.40	3.40	3.25	3.01	2.82	2.65	2.52	2.40	2.30	2.13	1.99	1.78	1.63	1.45	1.26

7.2.2. Carichi permanenti strutturali (g_2)

MATERIALE	largh. (m)	lungh. (m)	s (m)	n°	γ (PS) KN/mc	q kN/mq
Strato impermeabilizzate	\	\	0,01	\	\	0,09
Materassino in gomma per isolamento acustico anticalpestio	1	1	0,01	\	5	0,05
Listellatura pavimentazione + doghe in WPC	1	1	0,01	\	5	0,20
					TOTALE	0,34

Tabella 16 Riepilogo carichi permanenti non strutturali

Parapetto

Il parapetto metallico fissato nella soletta in cemento armato con bullonature ha un peso di:

$$0,26 \text{ kN/m}$$

Considerando un area di impalcato pari:

$$A_{\text{lorda}} = 264,00 \times 4,50 = 1188 \text{ m}^2$$

Otteniamo considerando solo l'impalcato:

Descrizione	peso totale in kg	peso in kg/m ²
Peso proprio impalcato	490.656	413,01
Pesi portati	40.392	34,00

Tabella 17

Considerando anche l'antenna e i cavi:

Descrizione	peso totale in kg	peso in kg/m ²
Peso proprio impalcato	490.656	413,01
Pesi portati	40.392	34,00
Peso antenna	200.000	168,35
Cavi	9.171,72	7,72

Tabella 18

7.2.3. Altre azioni permanenti (g_3)

- Spinte idrauliche;
- Spinta delle terre.

N.B. tali azioni verranno solamente menzionate a titolo informativo ma non prese in considerazione per il calcolo.

7.3. Azioni variabili dovute al carico neve (q_s)

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \times \mu_i \times C_e \times C_t$$

dove:

q_s è il carico da neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;

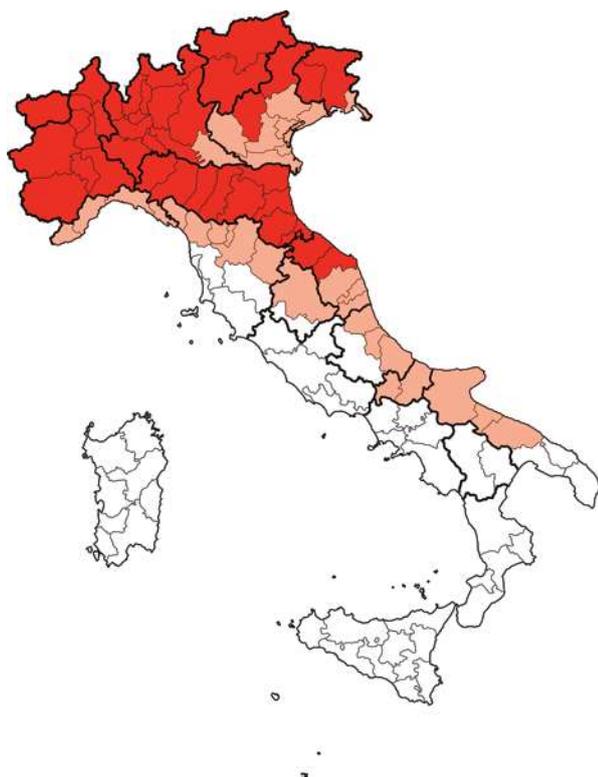
C_e è il coefficiente di esposizione;

C_t il coefficiente termico.

7.3.1 VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella figura sottostante. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, devono essere definiti singolarmente.



LEGENDA

zone di carico da neve kN/m^2

	1	1,50 kN/m^2
	2	1,00 kN/m^2
	3	0,60 kN/m^2

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

Per altitudini superiori a 1500m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico da neve non inferiori a quelli previsti nel seguito :

Zona I - Alpina:

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, VerbanoCusio-Ossola, Vercelli, Vicenza :

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s / 728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Figura 127 Zone di carico della neve

Zona I - Mediterranea:

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s / 602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona II:

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s / 481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona III:

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s / 481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si deve fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione può essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi d un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni.

7.3.2. COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma μ_1 delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati nella tabella sottostante, essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \times (60 - \alpha) / 30$	0,00

Tabella 19 Valori del coefficiente di forma

7.3.3 COEFFICIENTI DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera.

Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in **tab. 5.1.3**. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$ (come nel caso in oggetto).

TOPOGRAFIA	DESCRIZIONE	C_E
Battuta dai venti	Area pianeggiante non struite esposte su tutti i lati senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Area in cui non è presente una significativa rimozione da neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Area in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

Tabella 20 Valori di C_E per diverse classi di esposizione

7.2.4. COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto $C_t = 1$.

Con riferimento alla posizione geografica del sito in cui sorge l'opera concludiamo scrivendo quanto segue : l'opera di progettazione ricade nella zona II Pescara ad un'altitudine di $a_s = 10$ m s.l.m., si ha:

- $q_{sk} = 1,00$ kN / m²
- $\mu_i = 0,8$
- $C_E = 1$
- $C_t = 1$

E' facile dunque verificare che, per il caso di neve senza vento, il carico da neve sul ponte risulterà data dalla seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,80 \cdot 1,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

7.4. Azioni variabili dovute al carico vento (q_v)

L'azione del vento agente sull'impalcato e sull'antenna è stata valutata in base alle disposizioni riportate sul D.M.27/01/2018 e integrate dalla circolare esplicativa 617/09, dove carente si è fatto riferimento all'Eurocodice 1 parte 1-4.

Nella fattispecie le NTC 2018, nel capitolo 5 "PONTI" in particolare modo nel § 5.1.3.7 AZIONI DI NEVE E DI VENTO: q_5 viene specificato quanto segue :

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un sistema di carichi statici, la cui componente principale è orizzontale e diretta ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretta nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale componente principale si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici investite, ivi compresi i parapetti, le barriere di sicurezza stradale e le barriere acustiche, ove previsti;

Rispetto all'impalcato l'azione del vento si traduce in un'azione verticale, ortogonale al piano stradale e ad un'azione orizzontale con una componente parallela ed una ortogonale all'asse del ponte.

Dati altimetrici:

- Quota media dell'impalcato rispetto al livello del mare: 16.00m
- Quota media del terreno rispetto al livello del mare: 10.00m

7.4.1. Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (**vedi Tab. 17**), riferito ad un periodo di ritorno $TR = 50$ anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \times c_a$$

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella **Tabella 21** seguente in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s [(a_s / a_0) - 1] \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

a_0, k_s sono parametri forniti nella **Tabella 21** in funzione della zona in cui sorge la costruzione (**Figura 128**);

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.



Figura 128 Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (eccezione della provincia di trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tabella 21 Valori dei parametri $v_{b,0}, a_0, k_s$

7.4.2. Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi **Tabella 22**), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \times c_r$$

dove:

v_b è la velocità base di riferimento;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 (1 - 0.2 \times \ln [- \ln (1 - (1/T_R))])$$

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assumerà $T_R = 50$ anni, cui corrisponde $c_r = 1$, in accordo con quanto riportato nella circolare 617/2009.

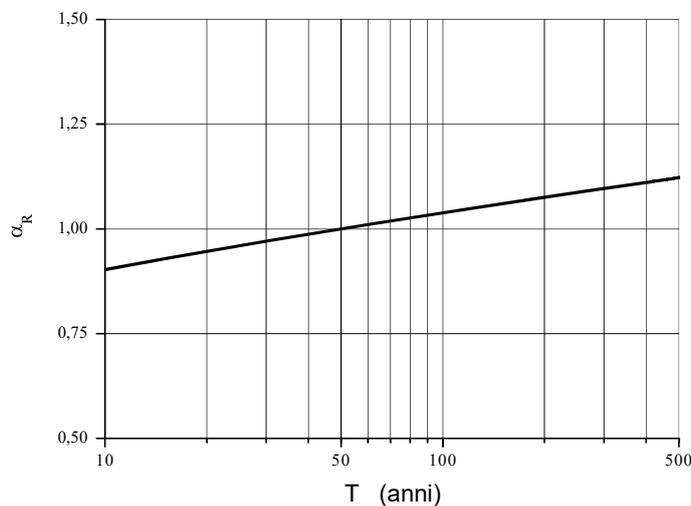


Figura 129 Valori del coefficiente c_r in funzione del periodo di ritorno T_R

Prendendo un valore del tempo di ritorno T_R pari a 50 anni otteniamo:

$$v_r (T_R) = 27 \text{ m/s}$$

7.4.3. Pressione del vento

La pressione del vento p è data dall'espressione :

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

dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_p è il coefficiente di pressione;

c_d è il coefficiente dinamico;

7.4.4. Azione tangente del vento

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_r \cdot c_e \cdot c_p$$

dove :

q_r è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_p è il coefficiente di pressione;

7.4.5. Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_r è data dall'espressione:

$$q_r = 0,50 \cdot \rho \cdot v_r^2 \text{ (in N/m}^2\text{)}$$

dove:

v_r è la velocità di riferimento del vento di cui al § 7.3.2;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Esprimendo ρ in kg/m³ e v_r in m/s, q_r risulta espresso in N/m².

In tal senso la pressione cinetica di riferimento sarà uguale a $q_r = 455,63 \text{ N/m}^2$

7.4.6. Classe di rugosità

Dalla tabella 17 si determina la classe di rugosità del terreno cui dipenderà solo dalle caratteristiche urbanistiche dell'area dove sorgerà la costruzione.

Classe di rugosità del terreno	Descrizione	L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m	
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive	
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D	
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)	

Tabella 21 Classi di rugosità del terreno

7.4.7. Categoria di esposizione del sito

Viene determinata in funzione della zona **Figura 130** alla quale appartiene il sito interessato dalla costruzione e dalla classe di rugosità;

Pescara (zona di costruzione dell'opera) dista dalla zona costiera (ponte del mare, PE) 2,05 km, pertanto avendo una classe di rugosità pari a "C". A tal proposito supporremo che dato la distanza troppo esigua dal mare che la categoria di esposizione sia la II

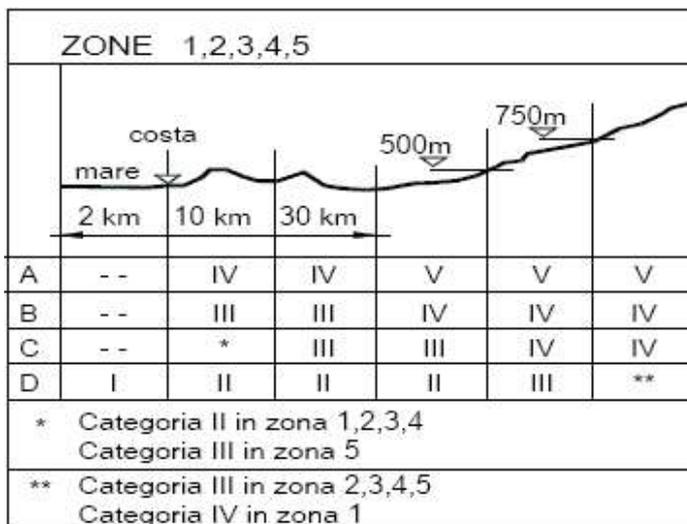


Figura 130 Definizione delle categorie di esposizione

7.4.8. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z \leq z_{\min}$$

$$c_e(z) = k_r \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

dove:

k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione

c_t è il coefficiente di topografia

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{\min} (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 22 Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Nota - Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

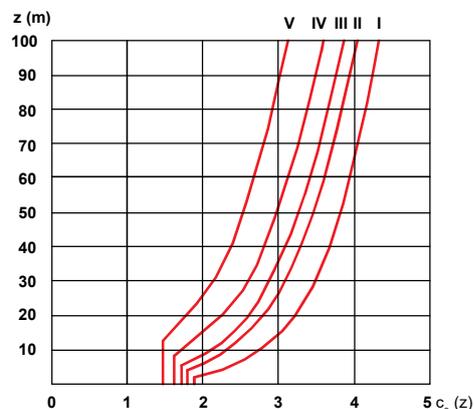


Figura 131 Andamento del coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza sul suolo (per $c_t = 1$)

I coefficienti di forza nelle diverse direzioni (coefficienti aerodinamici), in mancanza di precise disposizioni da parte del D.M. 27/01/2018 e della relativa circolare esplicativa 617/09, sono stati valutati facendo riferimento al cap. 8 dell'Eurocodice 1 parte 1-4 "Azione del vento sui ponti".

7.4.9. Coefficiente topografico

Considera le caratteristiche topografiche della località dove sorge la costruzione; per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane si può assumere un $c_t = 1$.

Per edifici situati sulla cresta di una collina o su un pendio il coefficiente c_t deve essere calcolato con le espressioni riportate sul Manuale.

Per il tipo di opera in esame in questo progetto verrà assunto un coefficiente topografico cautelativo c_t pari ad 1.

7.4.10. Coefficiente di esposizione (continuazione)

Stando a quanto riportato nel § 7.3.7. l'altezza z del punto considerato rispetto al suolo in cui sorge il sito è di 6,00 m, dato che in questo caso $z \geq z_{min}$ per il calcolo del $c_e(z)$ verrà adoperata la seguente formula

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 2,03$$

Il valore di c_e è dunque 2,03.

Nel capitolo 8 dell'EC1 parte 1-4 si fa riferimento a due condizioni di esercizio del ponte in relazione alla presenza o meno di autoveicoli e, in particolar modo, di veicoli da trasporto merci.

La presenza dei veicoli di grande volume può influenzare in maniera notevole la superficie colpita dal vento e quindi provocare un aggravio delle azioni su impalcato e supporti.

Nel caso in esame, non essendo previsto traffico veicolare sul ponte, si farà riferimento alla sola condizione di ponte scarico.

7.4.11. Coefficiente di forza in direzione y e trasversale e area di riferimento

Il coefficiente di forza in direzione può essere valutato per mezzo di un'espressione che tiene conto del rapporto tra la larghezza complessiva dell'impalcato e l'altezza della struttura interessata dal flusso del vento.

Definiti:

$b = 4,50$ m larghezza complessiva di impalcato;

$d_{tot} = 1,40$ m altezza della struttura interessata dal flusso del vento;

$L = 264,00$ m lunghezza impalcato

$b/d = 4,50$ Rapporto tra larghezza e altezza

L'altezza totale della struttura è stata valutata secondo quanto prescritto dalla Tabella 8.1 del §8.3 dell'EC1 parte 1-4.

Road restraint system	on one side	on both sides
Open parapet or open safety barrier	$d + 0,3$ m	$d + 0,6$ m
Solid parapet or solid safety barrier	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Open parapet and open safety barrier	$d + 0,6$ m	$d + 1,2$ m

Tabella 23 Altezza dell'impalcato da Eurocodice

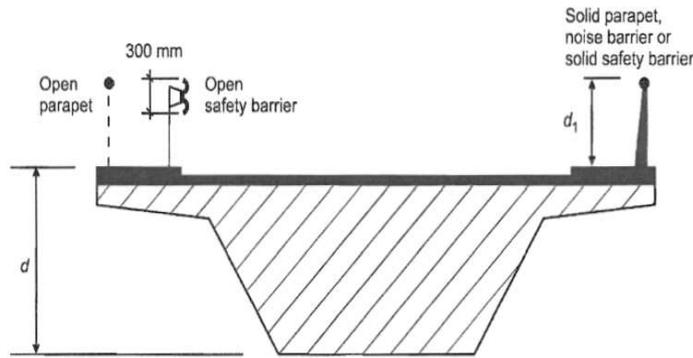


Figura 132 Definizione di parapetto e sicurtia secondo l'Eurocodice

L'area investita dal vento risulta essere:

$$A_{ref,y} = d_{tot} \times L = 264 \text{ m}^2$$

Possiamo determinare il valore di $c_{f,y,0}$ ovvero il coefficiente di forza relativo all'impalcato in assenza di flusso di estremità libera dal grafico riportato in figura 8.3 nel §8.3 dell' EC1 parte 1-4.

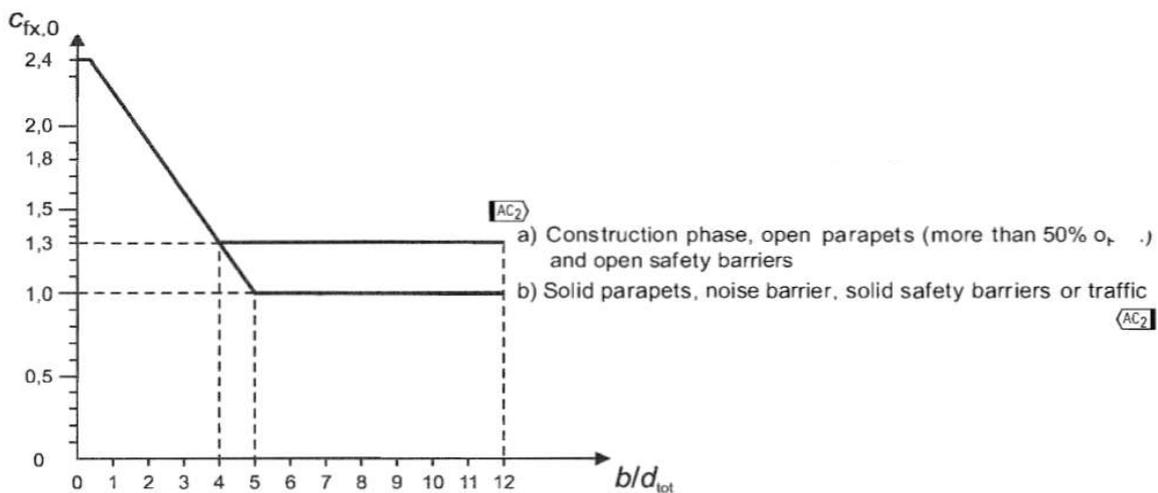


Figura 133 Coefficiente di forza in direzione y e trasversale

NOTA: Nella figura il pedice del coefficiente di forza risulta essere X poiché la notazione dell'Eurocodice prevede gli assi X e Y ruotati di 90° rispetto a quelli usati nel presente elaborato.

Nel caso in esame, dobbiamo fare riferimento alla curva a, ovvero quella relativa ad una struttura con un parapetto avente almeno il 50% della superficie aperta.

Dall'espressione del §8.3.1 si ricava:

$$c_{f,y} = c_{f,y,0} = 1,3$$

L'Eurocodice consente di ridurre il valore del coefficiente appena trovato nel caso in cui la faccia sopravento abbia un'inclinazione non nulla rispetto alla verticale. Tale riduzione sarà trascurata a favore di sicurezza.

7.4.12. Calcolo dell'azione del vento in direzione trasversale y

Nel §8.3.2 dell' EC1 parte 1-4 viene fornita l'espressione per la valutazione della forza complessiva del vento agente sull'impalcato in direzione trasversale:

$$F_{w,y} = q_r \times c_e \times c_{f,y} \times A_{ref,y}$$

considerando

$$q_b = 455,63 \text{ N/m}^2$$

$$c_e = 2,03$$

$$c_{f,y} = 1.3$$

$$A_{ref,y} = 264 \text{ m}^2$$

Si ottiene che la forza complessiva trasversale vale:

$$F_{w,y} = 317,43 \text{ kN}$$

Il carico distribuito per unità di lunghezza vale:

$$q_{w,y} = F_{w,y} / L = 1,202 \text{ kN/m}$$

7.4.13 Calcolo dell'azione del vento in direzione longitudinale x

Per i ponti a parete piena, in accordo con le prescrizioni dell'EC1 parte 1-4 al §8.3.4 la forza del vento in direzione longitudinale x (in direzione assiale rispetto all'impalcato) è assunta pari al 25% di quella in direzione trasversale y:

$$F_{w,x} = 25 \% F_{w,y} = 79,35 \text{ kN}$$

Il carico distribuito per unità di superficie dell'impalcato vale:

$$q_{w,x} = F_{w,x} / L b_{trasversale} = 0,066 \text{ kN/m}$$

dove:

$$b_{trasversale} = 4,50 \text{ m} \quad \text{Larghezza trasversale dell'impalcato}$$

7.4.14 Coefficiente di forza in direzione verticale z e area investita

Considerando:

b = 4,50 m larghezza complessiva di impalcato;

d = 1,00 m altezza della struttura interessata dal flusso del vento

L = 264,00 m lunghezza impalcato

L'area investita dal vento risulta essere:

$$A_{ref,z} = b \times L = 1188 \text{ m}^2$$

Il coefficiente di forza in direzione z dipende dall'angolo θ risultante essere la somma dell'angolo di inclinazione del vento α e dell'angolo di inclinazione dell'impalcato rispetto l'orizzontale β e dal rapporto b/d_{tot} come mostrato nel grafico riportato nel §8.3.3 dell'EC1 parte 1-4 (pagina seguente).

In particolar modo l'eurocodice specifica anche che in caso di assenza di prove in galleria del vento la norma raccomanda di assumere un valore di $c_{f,z}$ pari a ± 0.9 . Questo valore tiene conto globalmente dell'influenza di una possibile pendenza trasversale dell'impalcato, della conformazione del terreno e delle fluttuazioni dell'angolo tra la direzione del vento e l'impalcato.

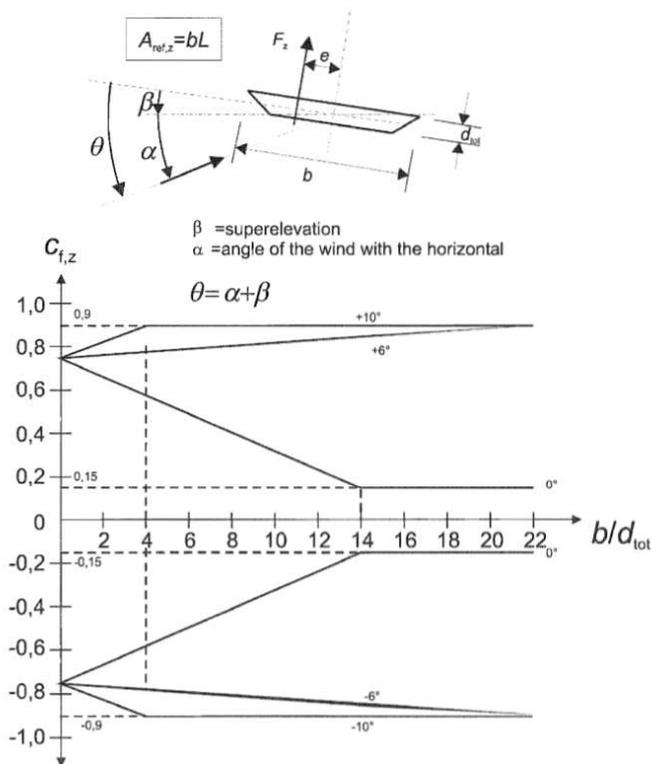


Figura 134 Coefficiente di forza $c_{f,z}$ per i ponti con pendenza trasversale e inclinazione del vento

7.4.15. Calcolo dell'azione del vento in direzione verticale z

Nel §8.3.3 dell'EC1 parte 1-4 viene fornita l'espressione per la valutazione della forza compressiva del vento agente in direzione z:

$$F_{w,z} = q_r \times c_e \times c_{f,z} \times A_{ref,z} = 988,93 \text{ kN}$$

Il carico distribuito per unità di superficie dell'impalcato vale:

$$q_{w,z} = F_{w,z} / A_{ref,z} = 0,832 \text{ kN/m}$$

$q_r = 455,63 \text{ N/m}^2$ Pressione cinetica di riferimento

$C_e = 2,03$ Coefficiente di esposizione

$C_{f,y} = \pm 0,90$ Coefficiente di forza

$A_{ref,z} = 1188,00 \text{ m}^2$ Area di riferimento trasversale

7.4.16. Calcolo dell'azione torcente indotta dal vento

L'azione del vento che spira nella direzione trasversale y rispetto all'impalcato induce sullo stesso degli effetti torcenti. Sul modello tridimensionale utilizzato per le analisi, tale azione è stata schematizzata su ciascun traverso come somma di due carichi distribuiti asimmetrici, ciascuno della lunghezza di metà del traverso stesso.

Definiti:

$d_{tot} = 1,40 \text{ m}$ altezza della struttura interessata dal flusso del vento

$z_g = 0,50$ distanza del baricentro dell'impalcato dall'estremità inferiore

Si calcola il Momento torcente complessivo generato dalla forza $F_{w,y}$:

$$M_{w,y} = F_{w,y} [(d_{tot} / 2) - z_g] = 63,48 \text{ kN}$$

Considerando una distribuzione uniforme di tale azione si avrà su ciascun traverso un'azione torcente pari a:

$$m_{w,y} = (M_{w,y} / n) = 0,634 \text{ kN m}$$

Dove:

$n = 100$ numero dei traversi

E' possibile adesso calcolare il carico distribuito agente su ciascuna metà di traverso che ha lunghezza pari a 2,00 m:

$$q_{w,m,y} = [m_{w,y} / (b/2)^2] = 0,16 \text{ kN / m}$$

7.4.17 Azione del vento sulla torre

L'antenna ha un'altezza netta di 25,00 m e un profilo ad A con una diminuzione di sezione dal basso verso l'alto.

Per poter meglio valutare l'effetto del vento sulla struttura si divide l'antenna in 5 conci di lunghezza pari a 5.00m e si calcolano le pressioni del vento su ognuna di queste.

La pressione in ogni concio può essere calcolata con la seguente formula estratta dal §5.3 dell'EC1 parte 1-4:

$$F_{w,concio} = q_r \times c_e \times c_f \times c_{s,c_d} \times A_{ref,concio}$$

Dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento valutata rispetto al §3.3.6 del D.M.27/01/2018 (denominata q_r)
- c_e è il coefficiente di esposizione descritto al §3.3.7 del D.M.27/01/2018
- c_f è il coefficiente di forza valutato secondo il §7.9 dell' EC1 parte 1-4
- c_{s,c_d} è il coefficiente di struttura definito §6.3.1 dell'EC1 parte 1-4 per considerare le azioni delle turbolenze.

I primi due coefficienti riportati nella formula soprastante sono stati valutati per mezzo delle informazioni riportate sulla norma nazionale (D.M.27/01/2018) poiché si basa su studi locali effettuati sul territorio italiano e quindi più aderenti alla realtà.

Come visto al punto 7.3.5 della presente relazione la pressione cinetica di riferimento vale:

$$q_r = 455,63 \text{ N/m}^2$$

Coefficiente di esposizione

Essendo i conci a quote diverse va valutato per ogni elemento con l'espressione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

CONCIO	$z_{baricentrico}$ m	$c_e(z)$	$c_e(z)$
1	2,50	1,54	$z < z_{min}$
2	7,50	2,17	$z > z_{min}$
3	12,50	2,50	$z > z_{min}$
4	17,50	2,72	$z > z_{min}$
5	22,50	2,90	$z > z_{min}$

Tabella 24 Coefficienti di esposizione relativi alle diverse altezze dell'antenna

Coefficiente di forza

Al §7.6 dell'EC1 parte 1-4 viene definito il metodo per calcolare il coefficiente di forza per elementi strutturali con sezione rettangolare con la seguente espressione:

Coefficiente di forza

Al §7.6 dell'EC1 parte 1-4 viene definito il metodo per calcolare il coefficiente di forza per elementi strutturali con sezione rettangolare con la seguente espressione:

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_r \times \psi_\lambda$$

Dove:

- $c_{f,0}$ è coefficiente di forza per sezioni rettangolari con angoli non arrotondati;
- ψ_r è il fattore di riduzione per sezioni quadrate con angoli arrotondati e dipende dal numero di Reynolds;
- ψ_λ fattore definito per elementi con flusso di estremità libera.

Il valore del coefficiente di forza può essere dedotto dalla figura sottostante in funzione delle dimensioni in pianta dell'elemento considerato.

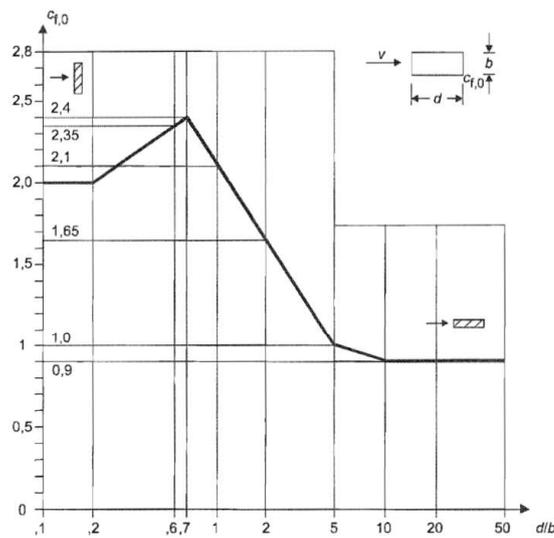


Figura 135 Coefficiente di forza per elementi rettangolari isolati

Si valutano dunque i valori del coefficiente di forza per ogni concio nella quale l'antenna è suddivisa per le due direzioni dell'azione del vento.

CONCIO	L_x [mm]	L_y [mm]	L_x / L_y	L_y / L_x
1	1830	1830	1	1
2	1660	1660	1	1
3	1500	1500	1	1
4	1250	2000	0,625	1,60
5	1000	1000	1	1

Tabella 25 Determinazione grandezze concio antenna per i coefficienti di forza

Dalla figura soprastante si nota che le differenze di dimensioni poco influiscono sui coefficienti di forza per il vento agente in una direzione.

Si prende come coefficiente di forza per la direzione x (parallela all'asse dell'impalcato):

$$c_{f,0,x} = 2,00$$

Mentre per la direzione y (perpendicolare all'asse dell'impalcato):

$$c_{f,0,y} = 2,30$$

Coefficienti ψ_1, ψ_2 :

Si possono assumere entrambi pari ad 1.

Coefficienti c_s, c_d :

Possono essere assunti pari ad 1 in assenza di studi più accurati.

Area di riferimento:

$$A_{ref,concio} = b \times L$$

Dove:

- b lunghezza del lato investito dal vento;
- L altezza del concio preso in considerazione.

Calcolo dell'azione indotta dal vento sull'antenna

CONCIO	L_x [mm]	L_y [mm]	$A_{ref,x}$ [m ²]	$A_{ref,y}$ [m ²]	c_e [z]	$F_{wa,x}$ [kN]	$q_{wa,x}$ [kN/m ²]	$F_{wa,y}$ [kN]	$q_{wa,y}$ [kN/m ²]
1	1830	1830	9,15	9,15	1,54	12,84	1,40	14,76	1,61
2	1660	1660	8,30	8,30	2,17	16,41	1,97	18,87	2,27
3	1500	1500	7,50	7,50	2,50	17,08	2,27	19,64	2,61
4	1250	2000	6,25	10,00	2,72	15,49	2,47	28,54	2,85
5	1000	1000	5,00	5,00	2,90	13,21	2,64	15,19	3,03

Tabella 26 Riepilogo calcolo dell'azione indotta dal vento sull'antenna

Dove:

- $F_{wa,x}$, $F_{wa,y}$ sono le forze orizzontali da applicare sulla faccia del concio di antenna considerato;
- $q_{wa,x}$, $q_{wa,y}$ sono le forze per unità di superficie da applicare sulla faccia del concio di antenna considerato.

7.5. Azioni termiche

Per la valutazione delle azioni provocate dalla temperatura sull'impalcato si è fatto riferimento all'Eurocodice 1 parte 1-5 e dove richiesto esplicitamente di fare riferimento ai valori nazionali al D.M.14/01/2008 cui ovviamente implicitamente demandate al D.M. 27/01/2018.

Le componenti di temperatura da prendere in considerazione per una corretta valutazione delle azioni termiche sono due: una componente uniforme che provoca espansione o contrazione dell'impalcato; un gradiente di temperatura sulla sezione retta provocato dalla variazione di temperatura tra intradosso ed estradosso di un elemento strutturale.

Data l'esigua altezza della struttura di impalcato, in questa sede terremo conto solo degli effetti di contrazione e dilatazione provocati dalla componente uniforme.

L'Eurocodice distingue tre tipologie di impalcato in relazione al metodo costruttivo utilizzato:

- Tipo 1: impalcato in acciaio
- Tipo 2: impalcato a struttura composta
- Tipo 3: impalcato in calcestruzzo

Per le quali fornisce tre curve di correlazione diversa tra temperatura esterna massima e temperatura esterna all'ombra (fornita dalle norme nazionali).

La tipologia del ponte in esame ricade nel TIPO 2.

7.5.1. Componente di temperatura uniforme

La componente di temperatura uniforme dipende dalle temperature massima e minima dell'area in cui è ubicato il manufatto relativamente ad un certo periodo di ritorno. Tale variazione provoca dilatazioni o contrazioni degli elementi strutturali che se sono vincolati, possono portare ad un aggravio delle sollecitazioni anche notevole.

In particolar modo possiamo dire che le variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

7.5.2. Temperatura dell'aria esterna

La temperatura dell'aria esterna, Test, può assumere il valore Tmax o Tmin, definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di adeguate indagini statistiche basate su dati specifici relativi al sito in esame, Tmax o Tmin dovranno essere calcolati in base alle espressioni riportate nel seguito, per le varie zone indicate nella **Figura 136**. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.



Nelle espressioni seguenti, T_{\max} o T_{\min} sono espressi in °C; l'altitudine di riferimento a_s (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Zona I

Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia, Emilia Romagna:

$$T_{\min} = -15 - 4 \times a_s / 1000$$

$$T_{\max} = 42 - 6 \times a_s / 1000$$

Zona II

Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

Figura 136 Zone della temperatura dell'aria esterna

$$T_{\min} = -8 - 6 \times a_s / 1000$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \times a_s / 1000$$

Zona III

Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$$T_{\min} = -8 - 7 \times a_s / 1000$$

$$T_{\max} = 42 - 0.3 \times a_s / 1000$$

Zona IV

Calabria, Sicilia:

$$T_{\min} = -2 - 9 \times a_s / 1000$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \times a_s / 1000$$

Dato che il sito di progetto ricade nella città di Pescara (Abruzzo) le temperature massime e minime verranno calcolate come illustrato qui di seguito:

$$T_{\min} = -8 - 7 \times a_s / 1000 = -8,07 \text{ °C}$$

$$T_{\max} = 42 - 0.3 \times a_s / 1000 = 42 \text{ °C}$$

Le componenti di temperatura uniforme $T_{e,\max}$ e $T_{e,\min}$ del ponte possono essere calcolate dalle precedenti attraverso la formula di correlazione rappresentata nella figura sottostante reperibile nell'EC1 parte 1-5 al §6.1.3.

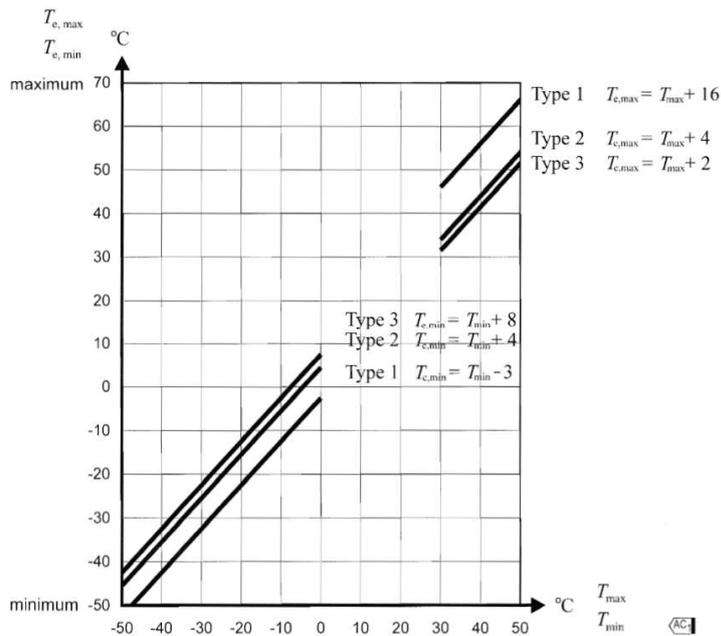


Figura 137 Correlazione tra temperatura esterna all'ombra e temperatura massima

Per la tipologia di ponte in esame (TIPO 2) si ricavano i seguenti valori di temperatura:

$$T_{e,\max} = 46 \text{ °C}$$

$$T_{e,\min} = -4,07 \text{ °C}$$

La temperatura iniziale del ponte T_0 , in assenza di ulteriori informazioni o studi specifici, può essere assunta pari a 15°C. Tale valore è utilizzato per valutare il differenziale termico che provoca la contrazione della struttura o la sua espansione. Il valore caratteristico dell'intervallo di massima contrazione della componente di temperatura uniforme del ponte è pari a:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 19,07 \text{ °C}$$

Mentre il valore caratteristico dell'intervallo di espansione della componente di temperatura uniforme del ponte è pari a:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 31 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Per la verifica degli appoggi e dei giunti di espansione è previsto dall'EC1 parte 1-5 al §6.1.3.3 che i valori appena trovati siano aumentati in valore assoluto di $\pm 20^\circ\text{C}$.

7.6. Azioni variabili da traffico, carichi verticali: Q_k

Le azioni variabili dovute al traffico di mezzi e persone sono state valutate in accordo con quanto riportato al capitolo 5 del D.M. 27/01/2018, dove carente si è fatto riferimento all'Eurocodice 1 Parte 2 "Carichi da traffico sui ponti".

7.5.1. Definizione della categoria stradale

Il D.M. 27/01/2018 al § 5.1.3.3.4 stabilisce sulla base dei carichi mobili ammessi al transito tre diverse categorie di ponti. I ponti pedonali, soggetti solo ai carichi dovuti alla folla, ricadono in III categoria, sono quindi soggetti allo Schema di Carico 5, ovvero il carico statico equivalente che simula una folla compatta pari a 5.00 kN/m².

Specifica inoltre che l'accesso dei veicoli a tali ponti debba essere opportunamente impedito per evitare il passaggio anche erroneo di mezzi che possano compromettere la stabilità dell'opera.

La categoria deve essere inoltre riportata per mezzo di un contrassegno permanente agli accessi del ponte.

7.5.2. Modelli statici e gruppo di carichi

Per le azioni verticali devono essere presi in considerazione tre modelli di carico mutuamente esclusivi:

- Carico uniformemente distribuito, q_{fk} ;
- Carico concentrato Q_{fwk} ;
- Carico rappresentante i veicoli di servizio Q_{serv} .

7.5.3. Carico uniformemente distribuito

Per la progettazione di un ponte pedonale, un carico uniformemente distribuito q_{fk} dovrebbe essere definito e applicato solamente nelle parti di superficie sfavorevole, longitudinalmente e trasversalmente.

7.5.4. Carico concentrato

Il valore caratteristico del carico concentrato Q_{fwk} dovrebbe essere preso egualmente a 10 kN agenti su una superficie di lato 0,10 m.

Pertanto, in una verifica generale, gli effetti locali e globali possono essere distinti, il carico concentrato dovrebbe essere preso tenendo conto per i soli effetti locali.

Se in un ponte pedonale, viene specificato la presenza di un servizio veicolare (ad es. quello di pronto intervento) allora il valore Q_{fwk} può non essere menzionato.

7.5.5. Modello statico per forze orizzontali - valori caratteristici

Solo per passerelle pedonali, è necessario prendere in considerazione una forza orizzontale Q_{tik} , che agisce lungo l'asse del ponte del ponte a livello di pavimentazione.

Per le azioni orizzontali deve essere presa in considerazione una forza orizzontale dal valore V caratteristico pari al maggiore dei seguenti valori:

- 10% del carico totale corrispondente al carico uniformemente distribuito (EC 1-2 §5.3.2.1);
- 60% del peso totale del veicolo di servizio se significativo (EC 1-2 §5.3.2.3).

Load type		Vertical forces		Horizontal forces
Load system		Uniformly distributed load	Service vehicle	
Groups of loads	gr1	q_{fk}	0	Q_{tik}
	gr2	0	Q_{serv}	Q_{tik}

Tabella 27 Gruppi di carico per azioni sui ponti pedonali EC 1-2

7.5.6. Carico statico dovuto alla folla

L'Eurocodice 1-2 (Schema di carico 4) al § 5.6.1 in accordo con il D.M. 27/01/2018 (schema di carico 5) al §5.1.3.3.3 definisce il valore caratteristico del carico folla pari a:

$$q_{fk,v} = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

Il valore caratteristico relativo alla componente orizzontale si ottiene come specificato nel paragrafo precedente:

$$q_{fk,h} = 0,1 \ q_{fk,v} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

Tali valori dovranno essere stati distribuiti come carichi di superficie su tutta l'area calpestabile del ponte, ovvero per una larghezza pari a 4,00 m

7.5.7. Modelli dinamici per carichi pedonali

Al §5.7 dell'EC 1-2 vengono definiti i limiti delle frequenze proprie del ponte che possono essere affette da sensibili interazioni con il traffico pedonale anche limitato per i quali sono consigliati studi più approfonditi:

- Direzione verticale frequenze comprese tra 1-3 Hertz
- Direzione orizzontale frequenze comprese tra 0.5-1.5 Hertz

Gli effetti del traffico pedonale su un ponte pedonale dipendono da vari fattori come la posizione e il numero di persone che si possono trovare simultaneamente sul ponte stesso.

Altre azioni dovrebbero essere tenute in considerazione come quelle indotte di proposito ai fini di incrementare un'oscillazione o una vibrazione del ponte, come salti, azioni di gruppo, o azioni vandaliche.

7.7. Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2 del D.M.27/01/2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel § 3.2.1 del D.M.27/01/2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4.

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

- T_c valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_o e T_c , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

I valori di tali parametri e i relativi spettri di risposta sono valutati secondo il foglio di calcolo SPETTRI_NTC v1.03 reperibile sul sito internet del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

7.7.1. Parametri di riferimento

Vita nominale

I parametri di riferimento dell'azione sismica sono tutti valutati secondo le prescrizioni del §3.2 del D.M.27/01/2018.

Intesa come numero minimo di anni nei quali la struttura, purché soggetta ad interventi di manutenzione ordinaria, mantiene gli standard di sicurezza per i quali è stata progettata.

$$V_N = 50$$

Classe d'uso

Valutata in riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso della struttura e al normale affollamento della stessa.

Si riporta quanto scritto al §2.4.2 del D.M.27/01/2018

Classe I:

Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando

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

Tabella 30 Categorie topografiche

Possiamo prendere come riferimento un classe topografica T1.

Probabilità di superamento

Si riportano di seguito le probabilità di superamento P_{VR} relative ai vari stati limite di esercizio ed ultimi.

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLO	63%
Stati limite ultimi	SLO	10%
	SLO	5%

Tabella 31 Probabilità di superamento

7.8.2. Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Gli spettri di risposta elastici forniscono i valori massimi della risposta di strutture che si mantengono indefinitamente in campo elastico. Scalando tali spettri di un opportuno fattore q , detto fattore di struttura, è possibile ricavare gli spettri di progetto per l'azione sismica per i diversi stati limite.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti :

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_s \times S_T$$

appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica

La classe d'uso in questione è la II.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella **Tabella 28**.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 28 Valore del coefficiente C_U in funzione della classe d'uso

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3 del D.M. 27/01/2018. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella **Tabella 29**, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m

Tabella 29 Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

Possiamo prendere come riferimento un terreno di CATEGORIA D

Condizioni topografiche

Per configurazioni superficiali semplici o comunque che non richiedono particolari studi di approfondimento per effetti aerodinamici indotti da ostacoli naturali o artificiali è possibile definire la categoria topografica a partire dalla **Tabella 30**.