



COMUNE DI PALERMO
Settore Opere Pubbliche
Servizio Viabilità

VALIDAZIONE
PROT. 18/D.I.T. DEL 19 SET 2005

Il Responsabile Unico
del Procedimento

Capo Area
Infrastrutture e territorio
Ing. Concetto Di Mauro



Progetto per il completamento dei lavori di costruzione del raddoppio della Circonvallazione di Palermo - 2° stralcio - lotto B - da via Altofonte e via Belgio. Decreto di trasferimento del Commissario ad Acta n: 2514 del 24/03/1994. Progetto ex Agensud 32/8/B.

Progetto svincolo di via Perpignano. Sovrappassi pedonali.

	PROGETTO ESECUTIVO		
	ELABORATO:		
NUMERO TAVOLA:	Relazione generale		
R2	SCALA:	DATA:	

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Il Coordinatore: Ing. Massimo Verga

Ing. Marisa Bellomo

Geol. Giuseppe Vinti

E.G geom. Filippo Aragona

E.G geom. Arch. Antonino Salamone

E.G geom. Giovanni Seghini

E.Prog. Dario Gueci

Arch. Gabriella Minaudo

CONSULENTE PER LE STRUTTURE:

Prof. Scibilia Ing. Nunzio

CONSULENTE PER LA GEOTECNICA:

Ing. Giovanni Margiotta

CONSULENTE PER GLI IMPIANTI:

Ing. Edoardo Romano

VISTI:

Rilievo planoaltimetrico:

Geom. Giuseppe La Spesa

Geom. Salvatore Simonetti

Progetto per il completamento dei lavori di costruzione del raddoppio della Circonvallazione di Palermo – 2° Stralcio –lotto B – da Via Altofonte a Via Belgio.

Progetto svincolo di Via Perpignano. Sovrappassi pedonali.

Relazione Generale

1. Premesse

Il progetto nella sua essenza prevede, al fine di fluidificare il traffico sulle corsie centrali del viale della Regione Siciliana, lo sfalsamento altimetrico delle due carreggiate centrali della via regione siciliana in Palermo all'altezza della via Perpignano. La scelta costruttiva è stata condizionata dalla scelta organizzativa di realizzare l'opera in modo da garantire, compatibilmente con le necessità realizzative, la fruibilità di almeno una carreggiata centrale durante il corso dei lavori.

2. L'opera

2.1. *Dimensionamento dell'opera*

La realizzazione del sottopasso e della viabilità afferente occuperà una superficie pari a c.a. mq 36.000.

La costruzione del sottopasso prevede la realizzazione di due rampe d'accesso, lunghe circa ml 250 (vedi tavole A12.1 e A12.2 e A7), in corrispondenza dell'asse principale di marcia TP- CT (ME), discendenti fino alla profondità di circa 7,00 mt dal piano di campagna, collegate tra di loro da un tratto stradale di circa ml 140. Tale sottopasso è previsto che venga realizzato in tunnel artificiale che garantisca la separazione dei flussi di traffico. La copertura realizzata della soletta avrà uno spessore pari a mt 1,10 ed è prevista solidale ai bordi con opere di contenimento laterale realizzato tramite palificate opportunamente ammassate nel terreno; in asse verrà sostenuta da una serie di pali circolari, anch'essi ammassati nel terreno. In superficie è prevista la sistemazione a raso di forma quasi ellittica che agevoli la compenetrazione dei flussi di traffico veicolari provenienti da Via Perpignano e quelli delle corsie laterali di Viale Regione Siciliana.

La costruzione dell'opera comporta la realizzazione di un ampio scavo in trincea le cui pareti a taglio verticale devono essere convenientemente sostenute per garantire la loro stabilità. In particolare verranno realizzate due paratie di pali tiratati, ove l'altezza dello scavo lo consentirà, dei muri di sostegno degradanti.

Nell'ambito del progetto è stata prevista la rilocalizzazione delle condutture di adduzione dell'acqua potabile che attualmente si evolvono lungo la corsia centrale del Viale della Regione siciliana prevedendo la costruzione ex novo di due rami di adduzione che permettano il servizio a monte e a valle, prima della dismissione del ramo attualmente esistente;

Per non arrecare disagi insormontabili alla cittadinanza nel periodo di costruzione del sottopasso si è ipotizzata la costruzione delle due corsie di marcia separatamente. Infatti con opportune opere di sostegno quali una paratia di pali centrali (vedi tavola St.1 e St.1.3), si procederà alla costruzione della prima rampa d'accesso (lato valle di Via Perpignano); in seguito, dopo la messa in esercizio della prima corsia interrata, si procederà alla realizzazione della seconda corsia, effettuando lo scavo e la demolizione parziale della paratia centrale nella parte fuori terra.

Per limitare l'interferenza dell'opera realizzanda con l'intorno si prevede la realizzazione di un sistema di drenaggio a tergo di ciascuna paratia fino alla profondità del tetto della formazione argillosa; ciò per non modificare significativamente il regime della falda ed abbattere le azioni delle pressioni neutre sull'opera.

La pavimentazione delle rampe del sottopasso verrà realizzata in conglomerato bituminoso, riproponendo la tipologia esistente nella zona, che avrà una grande facilità di manutenzione, con tutti gli aspetti connessi con la gestione del traffico della zona, in caso di necessità di interventi. Le acque meteoriche del bacino di raccolta del sottopasso verranno raccolte in due vasche poste al di sotto del sottopasso e poi pompate tramite un impianto di sollevamento nella fognatura dinamica comunale a regime misto, della quale si prevede la razionalizzazione ed il rifacimento di una parte.

Come si accennava in precedenza verrà effettuato lo spostamento della rete idrica in acciaio DN 900 nella corsia di valle, mentre per il tratto di rete idrica in acciaio DN 750 che attualmente occupa la corsia di valle di Viale Regione Siciliana, verrà realizzato un percorso alternativo tramite una bretella di collegamento tra Via Nina Siciliana Viale Regione Siciliana, da realizzare in concomitanza con il parcheggio 'Emiri' (Vedi Tavola I.5).

Verrà realizzata l'illuminazione, l'impianto a verde ed infine si realizzerà il sovrappasso con struttura portante in acciaio, che verrà realizzata in una zona più valle, in corrispondenza di Via Nazario Sauro (v. Tav. Ps2.a, Ps2.b, Ps3.a e Ps3.b).

2.2. Lay out dell'intervento

L'intervento sul territorio si evolverà attraverso le seguenti linee:

1. Razionalizzazione della fognatura di valle e realizzazione del condotto fognario su via Perpignano bassa;

2. Realizzazione delle paratia perimetrali e dei pali centrali. Le zone interessate saranno le attuali aiuole spartitraffico e saranno parzialmente interessate le carreggiate centrali e laterali;
3. Realizzazione dei pali della paratia provvisoria centrale in acciaio e realizzazione delle tirantature a mezzo di barre Diwidag appositamente dimensionate. La zona interessata sarà la parte centrale della corsia e con cantieri temporanei per tendere i tiranti;
4. Realizzazione a tratti dell'impalcato contro terra utilizzando quale cassaforma un telo di PVC steso su magrone appositamente livellato. La prima zona dell'impalcato da realizzare sarà quella a monte e successivamente quella di valle;
5. Stesa di conglomerato bituminoso di protezione del semi-impalcato di monte;
6. apertura al traffico della semicarreggiata di monte, che permetterà al traffico veicolare di svilupparsi sulla struttura realizzata contro-terra;
7. Scavo della corsia di valle fino alla quota di metri 3 dal piano medio di campagna;
8. Lavorazioni afferenti alla posa in opera della cabina di trasformazione ed esecuzione di tutte le formalità per l'allaccio all'ente erogatore;
9. Trave di contrasto dei tiranti definitivi e messa in opera dei tiranti;
10. Prosecuzione dello scavo di sbancamento della corsia di valle fino a raggiungere le quote di progetto;
11. Tiranti provvisori sui pali all'altezza della vasca di valle;
12. Scavo e getto della vasca di valle;
13. Travi di fondazione, cordolo di perimetro e semicordolo centrale lasciando i ferri di attesa;
14. Fognatura di valle;
15. Impianto di sollevamento, impianto di illuminazione corsia di valle e collegamenti elettrici;
16. Sovrastruttura stradale della corsia di valle e apertura al transito;
17. Scavo della corsia di monte fino alla quota di tre metri dal piano medio di campagna;
18. Trave di contrasto dei tiranti definitivi e messa in opera dei tiranti;
19. Prosecuzione dello scavo di sbancamento della corsia di monte fino a raggiungere le quote di progetto;
20. Tiranti provvisori sui pali all'altezza della vasca di monte;
21. Scavo e getto della vasca di monte;
22. Travi di fondazione, cordolo di perimetro e semicordolo centrale raccordandosi con i

- ferri di attesa;
- 23. Fognatura di monte;
- 24. Collegamento idraulico con la vasca di monte;
- 25. Impianto di illuminazione della corsia di valle e collegamenti elettrici;
- 26. Completamento della sovrastruttura stradale della corsia di monte
- 27. taglio delle strutture di sostegno provvisorie e apertura al transito;
- 28. Completamento della piazza-rotatoria;
- 29. Opere finali di finitura.

L'andamento temporale dell'appalto è rappresentato graficamente ed economicamente in allegato alla presente relazione e nel cronoprogramma allegato al progetto.

Per quanto riguarda la realizzazione del sovrappasso pedonale quest'opera deve considerarsi a sé stante e pertanto le fasi possono evolversi contestualmente alle fasi di lavorazione delle discenderie

1. Scavi e strutture fondali
2. Realizzazione delle torri
3. realizzazione in officina delle parti in acciaio
4. pre-tensionamento dei cavi di sostegno, assemblaggio e varo
5. getto dei solai
6. opere di finitura e di completamento

2.3. *Precisazioni*

Le scelte progettuali esecutive sono state guidate dalla necessità di garantire in sicurezza il transito veicolare a bassa velocità. Pertanto è stata dimensionata una paratia provvisoria di pali in acciaio cavi circolari con il compito di costituire paratia provvisoria a salvaguardia dello scavo che contestualmente all'evolversi del traffico si svilupperà nella corsia di monte. La scelta di utilizzare pali in acciaio cavi è stata dettata essenzialmente dalla relativa facilità di effettuare il taglio delle strutture al termine delle fasi di scavo. Nel calcolo di queste strutture provvisorie si è tenuto conto di tutte le sollecitazioni usuali ad eccezione del sisma.

Si prevede che tutti i prodotti utilizzati dovranno essere garantiti dalla ditta costruttrice a mezzo di certificazioni e supportati da prove da effettuare in cantiere prima del loro utilizzo. Durante la conferenza dei Servizi propedeutica all'approvazione tecnica Il progetto definitivo.

3. Dal progetto definitivo al progetto esecutivo

Il progetto esecutivo è stato redatto essenzialmente in conformità al progetto definitivo te-

nendo conto delle prescrizioni avanzate in sede di approvazione tecnica.

Per quanto riguarda la passerella pedonale, le modifiche sono state dettate dalle risultanze delle prove nella galleria del vento, eseguite dal DISEG dell'università di Genova che ha imposto di utilizzare paratie esterne le più permeabili possibili (con coefficiente di ricoprimento inferiore al 50%). (vedasi relazione preliminare allegata)

Una ulteriore modifica riguarda il corpo tecnico, primitivamente allocato al centro della rotatoria. Durante il corso della conferenza di Servizio è stata disposta la rilocalizzazione di tale manufatto. Tale rilocalizzazione non avrebbe giustificato un manufatto tipologicamente particolare per l'alloggiamento dei manufatti tecnici, per cui si è optato in sede di redazione del progetto esecutivo per più funzionali ancorché meno esteticamente validi corpi prefabbricati. Nel progetto definitivo erano state previste delle somme per espropri della particella n. 893 del foglio di mappa n. 53 che in catasto risultava ancora non volturata e per cui esisteva un ragionevole dubbio che potesse essere ancora in possesso di privati. L'ufficio Autonomo per le espropriazioni, con nota n. 2504 del 07 settembre 2005, ha comunicato che la stessa particella era stata ceduta all' "Agenzia per la promozione dello sviluppo del mezzogiorno" in data 25 marzo 1987 con atto di cessione volontaria rep. N. 10098 registrato a Palermo in data 09 marzo 1987 al n. 1634.

4. Criteri seguiti e scelte effettuate per trasferire sul piano contrattuale e costruttivo le soluzioni progettuali previste dal progetto definitivo approvato per le scelte progettuali esecutive, per i particolari costruttivi e per la verifica dei prescritti livelli di sicurezza e qualitativi

Il progetto definitivo approvato tiene conto di alcune attività che dovrà sviluppare l'impresa a salvaguardia delle condizioni ambientali. L'elenco prezzi prevede che tali attività siano inserite nel contesto delle lavorazioni e che siano compensate all'impresa "a corpo" solo naturalmente dopo la verifica da effettuarsi in contraddittorio da parte del direttore dei lavori con la collaborazione del coordinatore in fase di esecuzione.

Lo schema di contratto prevede che l'impresa inoltre debba farsi carico di seguire tutte le indicazioni necessarie a rendere fruibile almeno una corsia centrale dell'importante arteria su cui si interviene.

I disegni e gli elaborati grafici e contrattuali cercano di dare esaustivamente conto della tipologia costruttiva nonché delle modalità esecutive.

Il progetto prevede, inoltre, la realizzazione di una passerella pedonale che sovrappassi la circonvallazione all'altezza della via Nazario Sauro. Tale infrastruttura è stata delocalizzata

in ossequio al parere preliminare espresso dal Capo del Genio Civile di Palermo. Di seguito si darà ampia descrizione delle opere da eseguire e delle motivazioni poste alla base della scelta progettuale.

5. L'opera progettata

5.1. *Il sottopasso*

L'idea progettuale del sottopasso scaturisce dalla necessità che la realizzazione dovesse avvenire penalizzando il meno possibile il transito veicolare, per cui si è previsto di realizzare le due rampe in tempi diversi, consentendo anche durante la fase di esecuzione l'utilizzazione di almeno una carreggiata. Tale impostazione progettuale ha indotto a privilegiare la realizzazione di un'opera continua che potesse essere realizzata contro-terra e su cui il traffico si potesse evolvere durante la fase di realizzazione delle discenderie.

Dai dati forniti dall'Ufficio del Traffico del Comune, si può notare che la media giornaliera (riferita all'anno 95) è di c.a. 11000 autoveicoli con quattro corsie disponibili (considerando i flussi in entrata e quelli in uscita).

La soluzione adottata è obbligata dalla necessità di non chiudere le corsie centrali di Viale Regione Siciliana a causa della mancanza di soluzioni alternative per la deviazione del traffico. Infatti se si analizza l'asse di direzione CT-TP, si vede come a valle della Circonvallazione non vi sono alternative consenta di by-passare il nodo della Circonvallazione poiché le strade quali Via Libero Grassi, Via Nina Siciliana, che potrebbero essere l'alternativa, si fermano nella stessa Via Perpignano, che già ha una sezione insufficiente e non è consentito andare oltre perché il quartiere Noce ha una propria struttura stradale molto complessa caratterizzata da strade di piccola sezione con un livello di servizio molto basso, e aventi una orditura non perfettamente regolare. L'impossibilità di oltrepassare il quartiere Noce determina una insussistenza di percorsi alternativi a valle.

Ancora più complessa è la situazione per l'asse TP-CT, in quanto a monte della circonvallazione nel quartiere Margifaraci-Altarello non esiste un'orditura stradale tale che costituisca un'alternativa al nodo di Via Perpignano lungo Viale Regione Siciliana.

Non esistono pertanto percorsi alternativi al nodo di Via Perpignano, contrariamente a quanto è accaduto durante i lavori di Piazza Einstein, in quanto si è potuto usufruire della grande arteria costituita dalla Via Leonardo Da Vinci.

La scelta della corsia sostenuta dai pali provvisori si traduce anche in un minor costo sociale che la società deve sostenere per la concentrazione di elementi inquinanti che si verrebbero a determinare con la congestione di autoveicoli (e pertanto con l'innalzamento dei livelli di

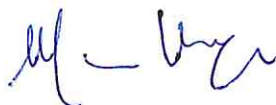
concentrazione degli inquinanti nell'aria) dovuta alla chiusura contemporanea delle corsie centrali.

5.2. *La passerella pedonale*

Come già espresso, nell'ambito dei lavori sarà realizzata una struttura che avrà il compito di consentire il sovrappassaggio monte- valle dell'utenza debole (pedoni). Tale struttura sarà realizzata mediante una struttura metallica strallata e ancorata a due torri asimmetriche poste ai lati dell'arteria. La localizzazione della passerella pedonale è stata imposta in sede di pre-conferenza di Servizi dal Sig. Capo dell'Ufficio del Genio Civile.

Contemporaneamente alle fasi sopra descritte, si svolgerà l'unica fase di costruzione del sovrappasso in corrispondenza della Via Nazario Sauro.

In questa fase si potrà procedere alla delimitazione di aree di cantiere più piccole e dimensionate in modo tale da poter realizzare le torri di arrivo del sovrappasso, e quindi con l'ausilio di camions, gru per il trasporto, rispettivamente, del materiale proveniente dallo scavo, del materiale occorrente per la realizzazione della passerella, e di gru per il montaggio dei pezzi, che avranno già subito un primo assemblaggio in un'area di cantiere limitrofa appositamente delimitata, in particolare si procederà all'utilizzo di una gru con braccio telescopico da 45 a 80 t.





RELAZIONE PRELIMINARE

STUDIO DELLE VIBRAZIONI DI UN SOVRAPPASSO PEDONALE DA REALIZZARSI NELLA ZONA DI VIA NAZARIO SAURO (PALERMO)

1. Sintesi dei risultati delle prove in galleria del vento

Le prove in galleria del vento sono state effettuate nel Centro per l'Ingegneria del Vento (CIRIVE) del Politecnico di Milano. Sono state eseguite prove di tipo statico in condizioni di bassa turbolenza su un modello sezionale in scala 1:15, insieme a prove di moto libero torsionale per una stima delle derivate di *flutter*. La descrizione delle modalità di esecuzione delle prove e tutti i risultati conseguiti sono riportati nell'Allegato A alla presente relazione.

Durante le prove in galleria del vento, condotte al variare della velocità media V del flusso incidente sul modello e dell'angolo di attacco α della velocità media rispetto al modello, sono state misurate le forze risultanti in direzione longitudinale F_x (resistenza o "drag"), trasversale F_z (portanza o "lift") e il momento torcente M (Figura 1); il punto di riduzione delle forze aerodinamiche è stato fissato in corrispondenza del centro geometrico del modello sezionale.

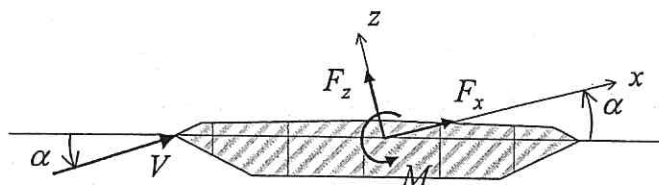


Figura 1. Convenzione dei segni utilizzata nella presente relazione

Dall'analisi dei valori medi per unità di lunghezza delle forze F_x , F_z e del momento M , sono stati estratti i coefficienti di drag c_D , di lift c_L e di momento c_M , definiti dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}c_D &= \frac{2F_x}{\rho V^2 B} \\c_L &= \frac{2F_z}{\rho V^2 B} \\c_M &= \frac{2M}{\rho V^2 B^2}\end{aligned}\tag{1}$$

dove ρ è la densità dell'aria (generalmente assunta pari a 1.25 Kg/m^3), V è la velocità media del flusso, B è la corda della sezione trasversale (cioè la massima dimensione della sezione in direzione del flusso, assunta pari a 4.2 m).

L'analisi delle densità di potenza spettrali delle forze misurate ha consentito di individuare eventuali fenomeni di distacco dei vortici e una stima del numero di Strouhal St , definito come:

$$St = \frac{n_s B}{V}\tag{2}$$

dove n_s è la frequenza di distacco dei vortici.

Appare opportuno segnalare due aspetti emersi dalla sperimentazione: l'influenza dei risultati dalla velocità del flusso e il comportamento del modello in presenza di barriere non permeabili al vento. Il primo aspetto sottolinea come i risultati siano dipendenti dal numero di Reynolds, generalmente elevato nelle strutture reali e, per questo motivo, difficilmente riproducibile nelle prove in scala. Questo aspetto è stato parzialmente risolto rendendo opportunamente rugosa la copertura del modello in scala al fine di aumentare la turbolenza ed arrivare a situazioni di flusso prossime a quelle reali. La presenza di barriere non permeabili (come quelle previste in metacrilato) può invece influenzare in modo determinante il comportamento aerodinamico del ponte pedonale in esame, originando situazioni che possono essere pericolose per la stabilità della struttura. Questo problema viene generalmente risolto rendendo opportunamente permeabili gli schermi di protezione dei ponti. Al contempo, risulta di grande difficoltà una modellazione in scala geometrica di barriere reali permeabili al vento. L'insieme di queste considerazioni ha portato all'esecuzione di prove sperimentali nei due casi limite di barriere completamente non permeabili e totale assenza di barriere, con l'aggiunta di una configurazione intermedia costituita da barriere formate da griglie metalliche (Figura 2), il cui parametro di permeabilità (inteso come rapporto tra l'area dei vuoti rispetto all'area totale) è pari a circa il 50%.

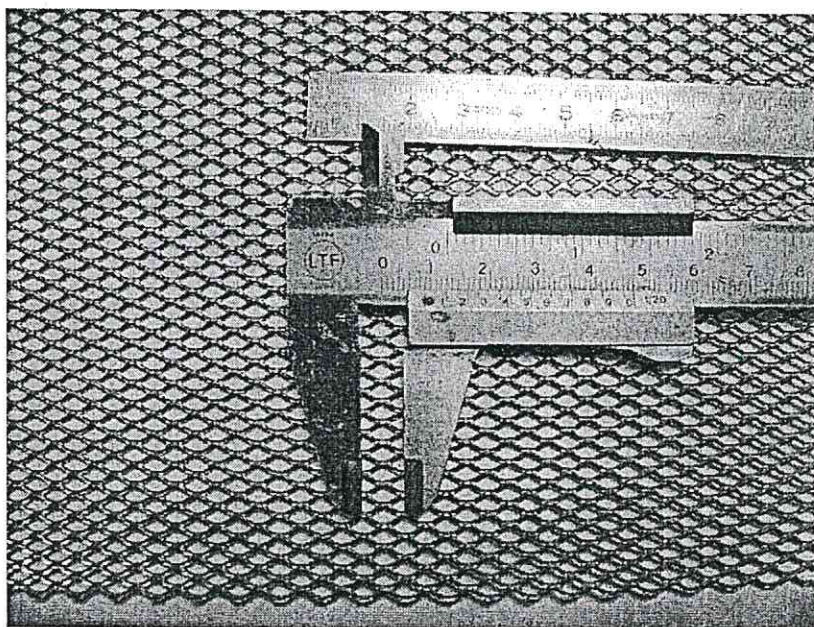


Figura 2. Griglia metallica utilizzata per modellare barriere di porosità media nelle prove in galleria del vento

Pertanto, nella presente relazione vengono presi in esame i seguenti 4 casi, tra tutti quelli presentati nell'Allegato A: (a) Configurazione D (pareti in metacrilato, velocità del flusso pari a 7.88 m/s); (b) Configurazione D (pareti in metacrilato, velocità del flusso pari a 15.2 m/s); (c) Configurazione E (assenza di pareti, velocità del flusso pari a 15.2 m/s); (d) Configurazione F (pareti costituite da griglie, velocità del flusso pari a 15.2 m/s).

Le Figure 3-6 presentano i diagrammi dei coefficienti di drag, di lift e di momento al variare dell'angolo di attacco per i 4 casi; la linea continua è una interpolazione dei punti sperimentali, ottenuta con polinomi di 4° grado.

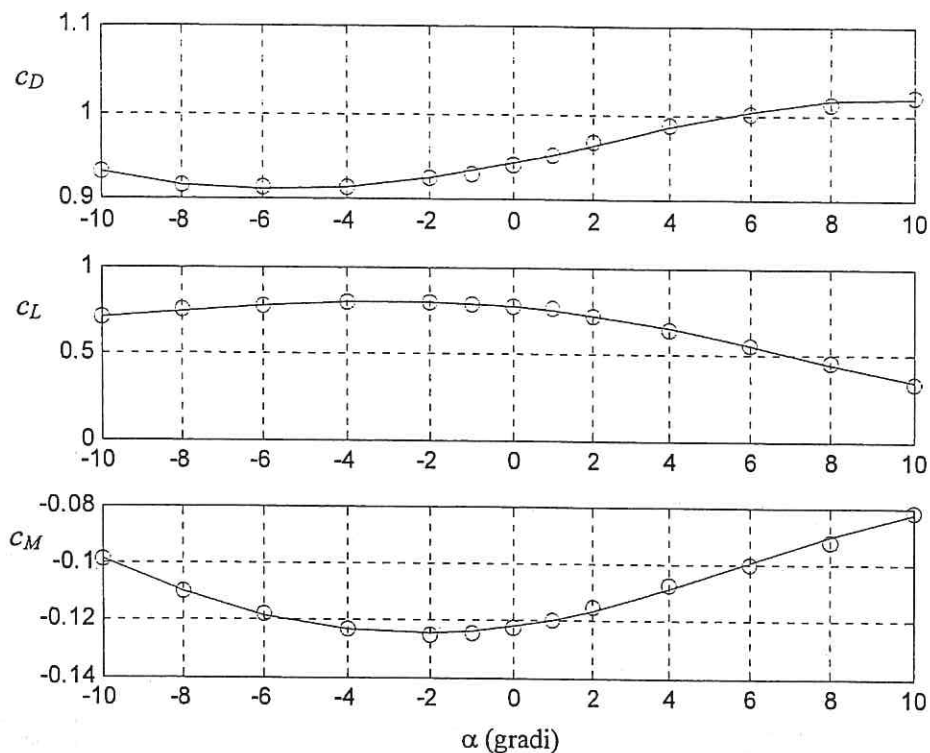


Figura 3. Coefficienti aerodinamici per il caso (a)

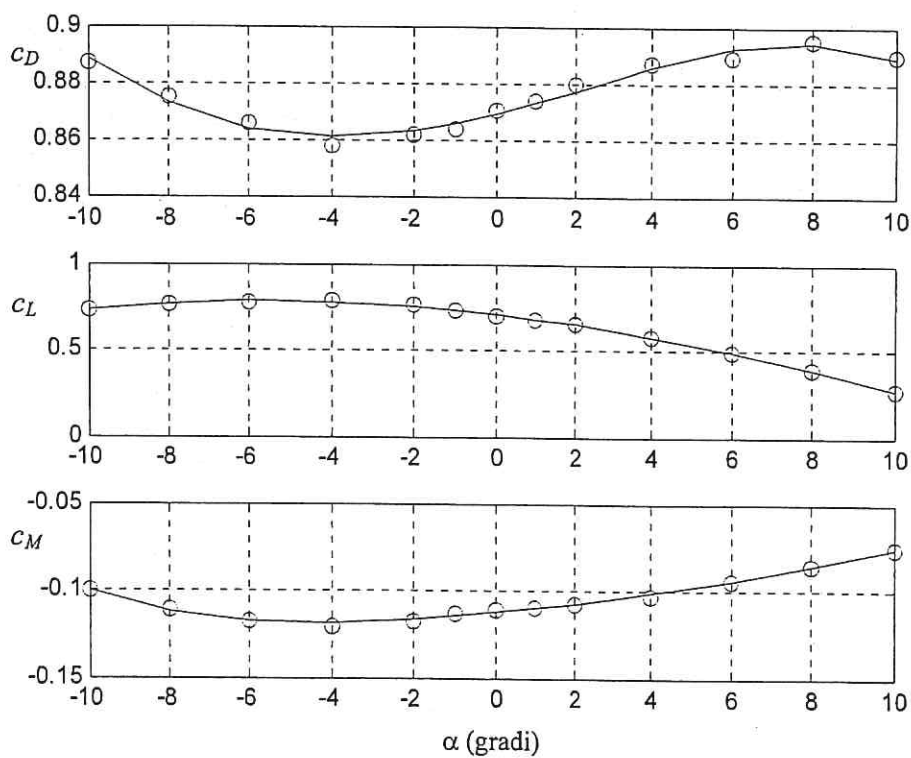


Figura 4. Coefficienti aerodinamici per il caso (b)

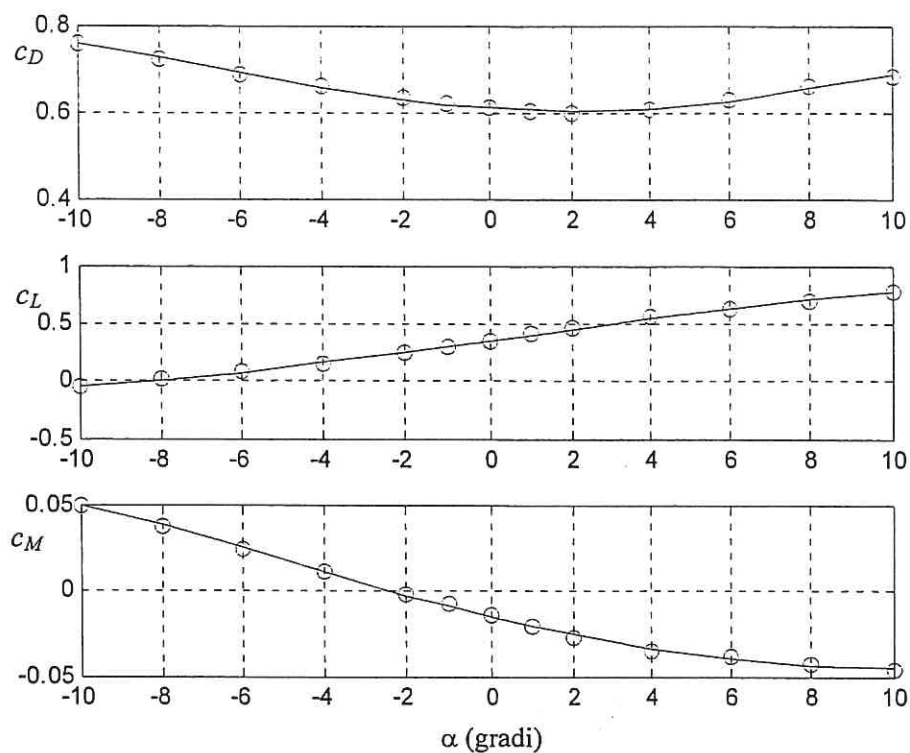


Figura 5. Coefficienti aerodinamici per il caso (c)

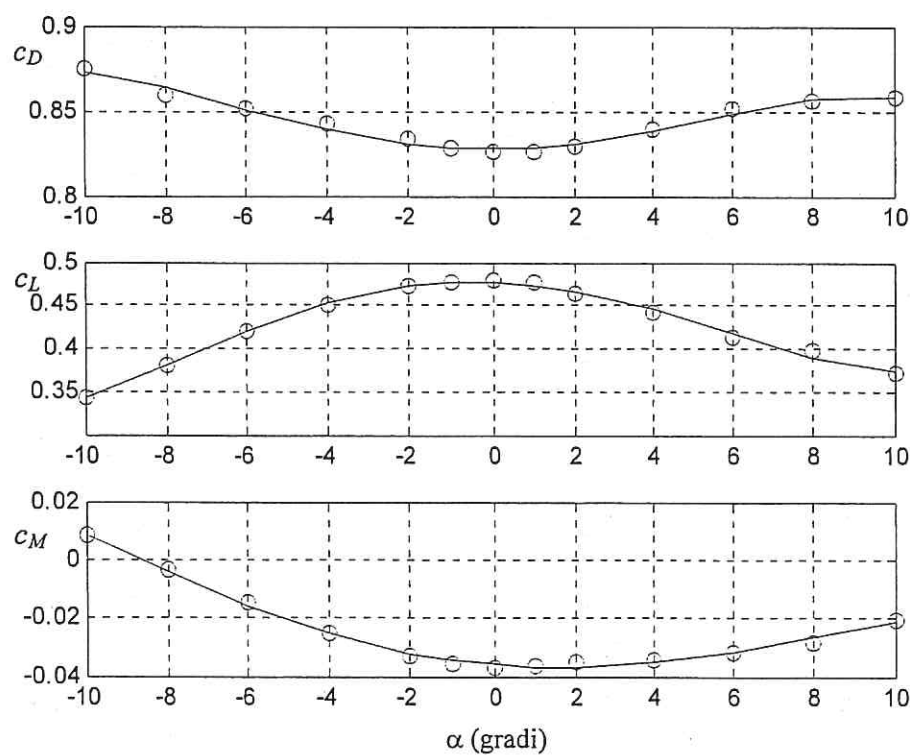


Figura 6. Coefficienti aerodinamici per il caso (d)

Confrontando le Figure precedenti appare evidente come, mentre il coefficiente di drag presenta forme qualitativamente simili nei diversi casi, il coefficiente di lift cambia il proprio andamento qualitativo tra i casi di barriera non permeabile (a-b) e barriera assente (c) o permeabile (d). Questo fatto è un primo campanello di allarme della sensibilità aerodinamica della sezione in esame nei riguardi della barriera utilizzata. Il cambiamento avviene parzialmente anche sul coefficiente di momento, seppure per variazioni di valore quantitativamente piccolo.

Il fenomeno di distacco dei vortici è stato individuato con precisione soltanto nel caso di barriere non permeabili, con un numero di Strouhal pari a circa 0.22 per angoli di attacco prossimi allo zero (Allegato A). Nel caso di barriere porose l'eccitazione per distacco dei vortici si presenta con picchi a banda larga, per cui l'individuazione del numero di Strouhal è maggiormente incerta.

2. Analisi preliminare di stabilità

Per effetto del moto della struttura reale, associato ad una generica condizione dinamica, nascono forze aerodinamiche dipendenti dallo stato della struttura, ovvero dalla sua configurazione e velocità istantanea; queste forze agiscono sulla struttura in conseguenza del suo stesso moto, accoppiando i rispettivi moti del fluido e della struttura, e sono dette forze di interazione fluido-struttura o forze aeroelastiche. Assumendo verificata l'ipotesi di comportamento quasi-stazionario, la forzante aeroelastica può essere espressa in funzione dei valori dei coefficienti aerodinamici (ricavati attraverso prove statiche in galleria del vento) e delle componenti di spostamento e velocità della struttura (Blevins 2001). La presenza delle forze di interazione fluido-struttura modifica i termini di rigidità e smorzamento strutturale; è possibile che, per velocità del vento opportunamente elevate, lo smorzamento o la rigidità di un modo della struttura si annullino dando luogo a condizioni critiche di stabilità (oscillazioni galoppanti o divergenza torsionale). La valutazione preliminare è limitata a considerare modi singoli, dal momento che vengono trascurati eventuali fenomeni di risonanza interna (cioè si assume che i primi modi della passerella in esame siano sufficientemente distinti gli uni dagli altri). Si sottolinea che, per la natura stessa del problema fisico, i valori di velocità limite stimati sono strettamente dipendenti dal rapporto di smorzamento caratteristico della struttura in esame. Tale parametro è di incerta valutazione aprioristica, e solo una prova sperimentale sulla struttura reale permette una sua stima corretta. In assenza di informazioni si può prendere spunto da opportuni riferimenti normativi, quali BS5400 (1978), o da riferimenti di letteratura. In particolare, lo smorzamento dei ponti pedonali può essere particolarmente basso, specialmente nel caso di ponti in acciaio o composti acciaio-calcestruzzo. La Tabella 1 (Bachmann 2002) presenta valori comuni di rapporto di smorzamento viscoso equivalente ξ per ponti pedonali a trave, misurati con un pedone in risonanza con la frequenza fondamentale del ponte. Nel caso di alti livelli vibratori e numero elevato di persone (che possono contribuire a dissipare energia) il rapporto di smorzamento può aumentare anche significativamente. Si noti che per ponti strallati, sospesi o ad arco, il rapporto di smorzamento può in ogni caso essere differente.

Tipo di Costruzione	ξ_{min}	ξ_{medio}	ξ_{max}
Cemento armato	0.008	0.013	0.020
C.a.p.	0.005	0.010	0.017
Composta acciaio-clc	0.003	0.006	---
Acciaio	0.002	0.004	---

Tabella 1. Valori di rapporto di smorzamento per ponti pedonali con struttura a trave (Bachmann 2002)

Il codice BS5400 (1978) consiglia valori di decremento logaritmico pari a 0.04 per strutture composte acciaio-calcestruzzo ($\xi \approx 0.006$). In base a questi riferimenti si è scelto di assumere cautelativamente uno smorzamento pari a 0.5% (media tra i valori tipici per ponti in acciaio e composti acciaio-calcestruzzo) per le successive analisi di stabilità. Il valore reale dello smorzamento, fondamentale per una corretta valutazione della risposta dinamica, potrà essere verificato sull'opera una volta ultimata la sua costruzione. E' altresì previsto, da parte del progettista strutturale, la posa in opera di dissipatori oleodinamici sulla struttura. E' quindi molto probabile che lo smorzamento reale del ponte pedonale in oggetto assuma valori superiori o molto superiori allo 0.5%; considerare valori incrementati di smorzamento richiede, però, valutazioni accurate.

Il galloping è un tipico fenomeno di instabilità aeroelastica di strutture snelle aventi sezione non circolare. La condizione di incipiente instabilità per galloping verticale a un grado di libertà è dettata dal criterio di Den Hartog (prEN 1991-1-4 2004):

$$V_{cg} = \frac{-4m_i\omega_i\xi}{\rho B(c_D + c_L')} \quad (3)$$

dove V_{cg} rappresenta il valore critico della velocità media del vento al di sopra del quale si possono verificare fenomeni di galloping, ω_i è la pulsazione propria dell' i -esimo modo flessionale, m_i è la corrispondente massa modale equivalente, ξ è il fattore di smorzamento, c_L' è la derivata prima del coefficiente di lift rispetto all'angolo di attacco.

L'Eurocodice 1 (EC1 - prEN 1991-1-4 2004, punto C.2.3) impone il seguente vincolo sulla velocità critica:

$$V_{cg} > 1.25V_m \quad (4)$$

dove V_m è la velocità media di progetto corrispondente ad un periodo di ritorno cinquantennale per il sito in esame, alla quota z del punto di riduzione delle forze aerodinamiche, assunta pari a 7.54 m. Essa è data dalla relazione (EC1, punto 4.3):

$$V_m(z) = c_r(z)c_o(z)v_b \quad (5)$$

dove c_r è il fattore di rugosità fornito da:

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{per } z > z_{\min} \\ c_r(z) &= k_r \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{per } z \leq z_{\min} \end{aligned} \quad (6)$$

in cui k_r è il fattore di terreno e z_0 è la lunghezza di rugosità (in metri). A favore di sicurezza (EC1, punto 4.3.2(4)), si assume che il terreno sia di Categoria III secondo il DM 16/01/1996 (1996), pertanto si ha $z_0 = 0.10$ m, $k_r = 0.20$, $z_{\min} = 5$ m, da cui $c_r(z) = 0.8646$. Nell'Eq. (5), c_o è il fattore di topografia; ipotizzando che la struttura sia ubicata in un territorio pressoché pianeggiante, si assume $c_o = 1$; v_b è il valore di base della velocità media del vento di progetto nel sito. Secondo quanto specificato dal DM 16/01/1996 (1996) e dalla Circolare 04/07/1996 (1996), il sito in esame si trova in Zona 4, pertanto $v_b = 28$ m/s. Sostituendo i valori ottenuti, la velocità media di progetto a quota $z = 7.54$ m risulta $V_m = 24.21$ m/s.

Condizione necessaria affinché si possa verificare il fenomeno di “galloping verticale” ad un grado di libertà è la seguente (Simiu & Scanlan 1996):

$$(c_D + c'_L) < 0 \quad (7)$$

Le Figure 7-10 mostrano l'andamento del fattore $(c_D + c'_L)$, chiamato dall'Eurocodice 1 (Punto E.2) “fattore di instabilità al galloping”, al variare dell'angolo di attacco della velocità media per i 4 casi presi in esame.

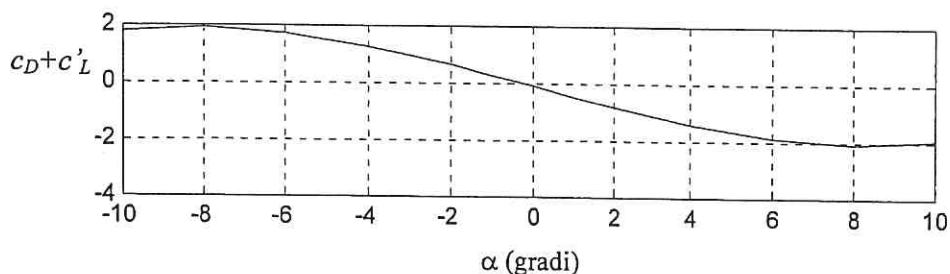


Figura 7. Fattore di instabilità al galloping verticale per il caso (a)

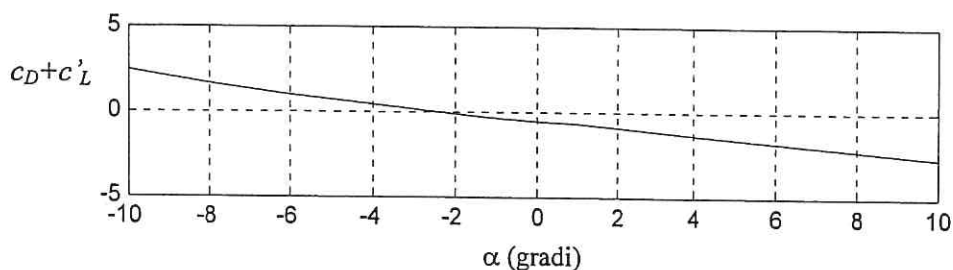


Figura 8. Fattore di instabilità al galloping verticale per il caso (b)

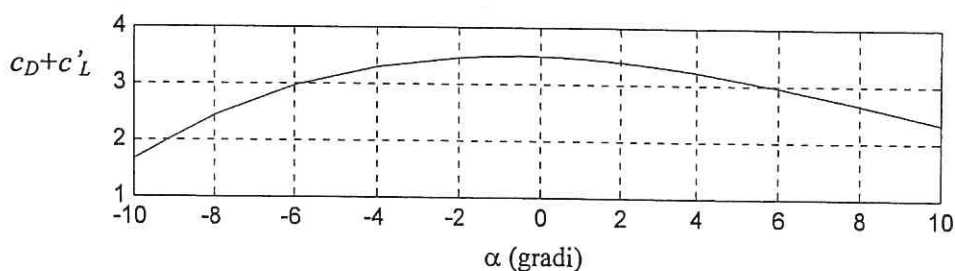


Figura 9. Fattore di instabilità al galloping verticale per il caso (c)

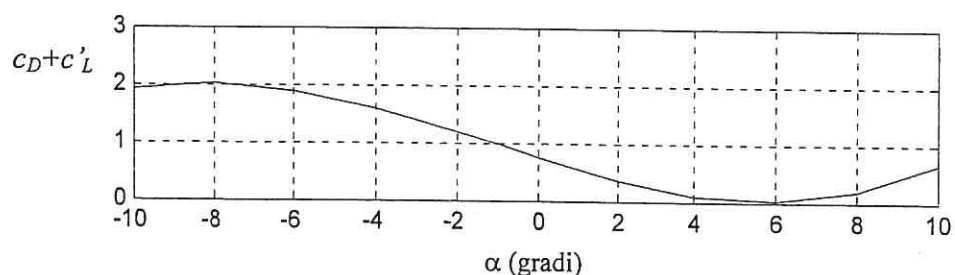


Figura 10. Fattore di instabilità al galloping verticale per il caso (d)

Si osserva come questo fattore sia negativo, in alcuni casi anche fortemente, per i casi (a) e (b), mentre si mantiene sempre positivo per i casi (c) e (d). Pertanto i casi (a)-(b) presentano una velocità critica di instabilità aeroelastica. La situazione peggiore si presenta nel caso (b) dove, per un angolo di attacco pari a $+10^\circ$, il fattore di instabilità al galloping raggiunge un valore minimo di -2.73 . Considerando la massa modale equivalente pari alla massa per unità di lunghezza del ponte in oggetto (assunta costante sulla lunghezza del ponte), $m_i=1987$ Kg/m, e uno smorzamento in via cautelativa pari allo 0.5%, si ottiene per il secondo modo di vibrazione (primo modo flessionale verticale, di frequenza pari a 1.5465 Hz) una velocità critica pari a circa 26.94 m/s, inferiore alla condizione imposta dall'Eurocodice pari a $1.25V_m=30.26$ m/s. Pertanto, eseguendo la verifica nelle condizioni più cautelative (basso smorzamento, fattore di instabilità minimo) il ponte pedonale con barriere non permeabili non risulta sicuro per quanto concerne l'instabilità indotta da oscillazioni galoppanti verticali. Oltre a ciò, sono stati determinati valori negativi di smorzamento aerodinamico nella prova di moto libero torsionale, per ampiezze di oscillazione sufficientemente grandi (Appendice A). Per l'insieme di tutti questi motivi si sconsiglia l'utilizzo di barriere non permeabili che potrebbero indurre fenomeni di instabilità aeroelastica sulla struttura. Nel prosieguo del paragrafo verranno presi in esame i soli casi (c) e (d) corrispondenti, rispettivamente, ad assenza di barriere e a barriere di permeabilità media (non inferiore al 50%).

La condizione di incipiente instabilità per galloping ad un singolo grado di libertà torsionale (Blevins 2001) è dettata da un'equazione analoga all'Eq. (3):

$$V_{cg,torsione} = \frac{4J_i\omega_i\xi}{\rho B^2(c'_M)B_1} \quad (8)$$

in cui ω_i è la pulsazione propria dell' i -esimo modo torsionale, J_i è il momento di inerzia rotatorio di massa, c'_M è la derivata prima del coefficiente di momento rispetto all'angolo di attacco, e B_1 una lunghezza, generalmente posta pari a metà della corda (necessaria per tradurre, in termini di angolo di incidenza dinamico equivalente, la velocità di oscillazione dell'impalcato nel modo torsionale). Condizione necessaria affinché si possa verificare il fenomeno di "galloping torsionale" è che sia $c'_M > 0$. Dalla Figura 11 si osserva come il caso (c) non presenti mai derivata positiva e sia pertanto esente da questo problema; per il caso (d) (Figura 12) la derivata del coefficiente di momento raggiunge il massimo valore positivo (0.1527) per un angolo di attacco α pari a 8 gradi. Considerando, in via cautelativa, che il momento di inerzia rotatorio di massa riceva contributo dal solo impalcato e dalle travi tubolari longitudinali, $J_i=5186$ Kg m, e uno smorzamento pari allo 0.5%, si ottiene per il quinto modo di vibrazione (primo modo torsionale, di frequenza pari a 3.1064 Hz) una velocità critica pari a circa 286 m/s, molto maggiore della condizione $1.25V_m=30.26$ m/s.

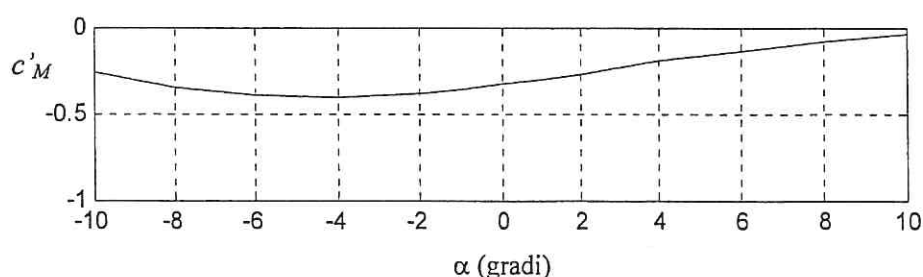


Figura 11. Derivata prima del coefficiente di momento per il caso (c)

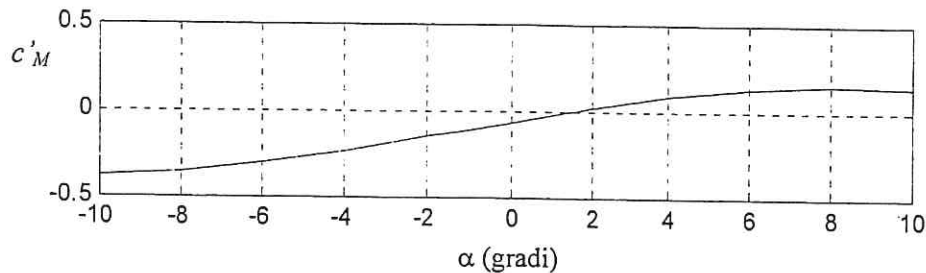


Figura 12. Derivata prima del coefficiente di momento per il caso (d)

Il fenomeno di divergenza torsionale è un'instabilità di tipo statico, generalmente presente a velocità estremamente elevate del fluido, quindi scarsamente importante per strutture civili. La velocità critica per divergenza è data dalla seguente espressione (EC1, punto E.4.3):

$$V_{c,divergenza} = \sqrt{\frac{-2J_i\omega_i^2}{\rho B^2 c'_M}} \quad (9)$$

dove i simboli hanno lo stesso significato dell'Eq. (8). Condizione necessaria affinché possa verificarsi il fenomeno di divergenza torsionale è che sia $c'_M < 0$. Dalle Figure 11 e 12 si osserva come la derivata del coefficiente di momento raggiunga il suo massimo valore negativo (-0.4040) nel caso (c) per un angolo di attacco α pari a -4° . Prendendo in esame sempre il quinto modo di vibrazione, la velocità critica supera i 600 m/s.

In funzione della geometria della struttura e della velocità del vento, si può manifestare l'insorgere di una forzante legata al distacco di vortici. Tale fenomeno è particolarmente evidente nel caso di forme geometriche tozze e in presenza di profili con raggi di curvatura molto piccoli o spigoli vivi, che favoriscono la separazione dello strato limite fluido dall'oggetto investito dal flusso. La forza indotta da tale fenomeno agisce principalmente in direzione trasversale a quella del flusso ed è di tipo armonico, con frequenza pari alla frequenza di distacco dei vortici n_s . Tale frequenza è espressa dalla legge di Strouhal, Eq. (2).

Per quanto concerne la passerella oggetto del presente studio, un distacco di vortici efficacemente organizzato, con un picco di eccitazione ben definito, è stato riscontrato solo nel caso di barriere non porose, casi (a) e (b); mediante la prova in galleria del vento, è stato possibile identificare il numero di Strouhal caratteristico della sezione in esame ed è stata ottenuta una stima del coefficiente di forzamento dinamico dovuto alla scia vorticoso, $c_{L,Dim}$ (Allegato A).

Il fenomeno di distacco dei vortici assume particolare pericolosità quando la frequenza di distacco è prossima ad una pulsazione propria della struttura. In tal caso si può realizzare un fenomeno di sincronizzazione tra il distacco dei vortici e la vibrazione dinamica della struttura, che conduce ad un maggior livello di coerenza spazio-temporale del fenomeno di distacco dei vortici stesso, con possibilità di raggiungere elevate ampiezze di vibrazione strutturale. La velocità critica per l'instaurarsi della sincronizzazione è data dalla seguente relazione:

$$V_{cr} = \frac{B n_{1,z}}{St} \quad (10)$$

dove $n_{1,z}$ rappresenta la frequenza propria del primo modo in direzione trasversale al flusso medio. Per la passerella in esame, nei casi (a)-(b) per angoli di attacco prossimi allo zero, la velocità critica

che provoca distacco dei vortici sincronizzato sul primo modo flessionale verticale si ricava dall'Eq. (10) ponendo $St=0.22$, $B=4.2$ m, $n_{1,y}=1.5465$ Hz. Si ottiene quindi $V_{cr}=29.52$ m/s.

L'Eurocodice 1 (punto E.1.2) impone l'analisi degli effetti del distacco dei vortici quando:

$$V_{cr} \leq 1.25 V_m = 30.26 \text{ m/s} \quad (11)$$

essendo V_m uguale a 24.21 m/s. Pertanto, almeno per la configurazione con barriere non permeabili, la condizione (11) è verificata ed è quindi necessario eseguire studi più approfonditi a riguardo, anche se la prova sperimentale in galleria ha evidenziato la debole entità di questo fenomeno (Appendice A).

Ipotizzando un forzamento armonico coerente su tutta l'estensione della struttura, è possibile utilizzare un semplice modello armonico lineare, sviluppato per cilindri rigidi ad elasticità concentrata, al fine di determinare una prima valutazione della reale importanza di questo problema. La massima ampiezza di vibrazione in condizioni di risonanza è valutabile tramite l'espressione (Blevins 2001):

$$A_z = \frac{\rho V_{cr}^2 c_{L\text{Din}} B}{4m \omega_{1,z}^2 \xi} = \frac{c_{L\text{Din}} B}{4\pi St^2 Sc}, \quad \text{con} \quad Sc = \frac{4\pi m \xi}{\rho B^2} \quad (12)$$

con $c_{L\text{Din}}=0.011$ per angoli di attacco prossimi allo zero (barriere non permeabili, copertura liscia; Appendice A); nell' Eq. (12) il numero di Scruton (Sc) definisce lo smorzamento strutturale ridotto e vale 5.66. Si ottiene una massima ampiezza A_z pari a 13.4 mm se lo smorzamento ξ vale 0.5% e pari a 6.7 mm se $\xi=1\%$, valori di modesta entità anche in considerazione della velocità del vento a cui si realizzano (superiore alla velocità di progetto corrispondente ad un periodo di ritorno cinquantennale), per la quale le oscillazioni dovute alla turbolenza sono presumibilmente molto più rilevanti. A questo si aggiunga che, essendo la velocità critica di distacco dei vortici molto elevata, quindi assai rara, il fenomeno è verosimilmente associato a condizioni di vento caotico, tale da ridurre ulteriormente la pericolosità.

Per quanto concerne il modello a barriere permeabili, esso presenta valori inferiori del coefficiente di forzamento dinamico $c_{L\text{Din}}$, del tutto paragonabili (o anche minori) rispetto a quelli del modello a permeabilità completa, senza barriere (Appendice A); ad esempio, per angoli di attacco intorno allo zero, $c_{L\text{Din}} \approx 0.008$. Inoltre, mentre in presenza di barriere non permeabili è possibile determinare, nello spettro del coefficiente di lift, precisi picchi di eccitazione legati al fenomeno di distacco dei vortici, la presenza di porosità comporta picchi piuttosto allargati che non permettono una stima affidabile del numero di Strouhal. Per l'insieme di tutte queste considerazioni, si ritiene che il fenomeno di distacco dei vortici abbia una limitata influenza sul ponte pedonale in esame, soprattutto nella configurazione con barriere permeabili, caso (d).

Per contro, occorre opportunamente considerare il basso valore (5.66) ottenuto per il numero di Scruton, che risulta di grande importanza nei problemi ingegneristici; da un punto di vista pratico, il rischio di violente vibrazioni indotte dal distacco dei vortici dipende da una combinazione del numero di Scruton con l'intensità di turbolenza a larga scala del vento incidente. L'esperienza dimostra che non esiste rischio di sincronizzazione se il numero di Scruton è approssimativamente maggiore di 20, mentre il rischio è molto elevato quando il numero di Scruton è minore di 10. Essendo già stati previsti, da parte del progettista strutturale, la posa in opera di dissipatori oleodinamici, per massima garanzia nei confronti del fenomeno di sincronizzazione riteniamo opportuno consigliare uno smorzamento strutturale complessivo ξ , relativo al primo modo

flessionale verticale, maggiore di 1.8% ($\xi_{1,z} \geq 1.8\%$) in modo da ottenere un numero di Scruton maggiore di 20 ($Sc \geq 20$).

3. Calcolo delle forze statiche equivalenti

Una struttura immersa in un campo di vento turbolento è soggetta ad azioni fluttuanti nel tempo. Tali azioni si rappresentano come pressioni, variabili nello spazio e nel tempo, agenti sulle superfici del corpo.

Le normative introducono modelli semplificati per il calcolo delle azioni indotte dal vento. In particolare, l'Eurocodice 1 (prEN 1991-1-4 2004) propone un insieme di forze semplificate, il cui effetto statico è equivalente al massimo effetto dinamico delle azioni del vento (EC1, punto 3). In generale, le forze statiche equivalenti sono funzioni del campo di vento nel sito in esame, valutato in corrispondenza della velocità media del vento di progetto, delle caratteristiche aerodinamiche della sezione del corpo, rappresentate dai coefficienti aerodinamici, e delle caratteristiche dinamiche della struttura.

Applicando i concetti espressi nell'Eurocodice 1 (punto 8) e tenendo conto della derivazione dei coefficienti aerodinamici in galleria del vento per la passerella pedonale in esame, Eq. (1), le forze statiche equivalenti per unità di lunghezza sono fornite dall'espressione:

$$\begin{aligned} F_x &= \frac{1}{2} \rho V_m^2 [1 \pm 7 I_u] c_s c_d B c_D \\ F_z &= \frac{1}{2} \rho V_m^2 [1 \pm 7 I_u] c_s c_d B c_L \\ M &= \frac{1}{2} \rho V_m^2 [1 \pm 7 I_u] c_s c_d B^2 c_M \end{aligned} \quad (13)$$

dove $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ è la densità dell'aria.

V_m è la velocità media di progetto nel punto di applicazione della forza, corrispondente al centro geometrico della sezione di forma esagonale.

I_u è l'intensità di turbolenza longitudinale, data dalla relazione (EC1, punto 4.4):

$$\begin{aligned} I_u(z) &= \frac{1}{c_o(z) \ln(z/z_0)} \quad \text{per } z > z_{\min} \\ I_u(z) &= \frac{1}{c_o(z_{\min}) \ln(z_{\min}/z_0)} \quad \text{per } z \leq z_{\min} \end{aligned} \quad (14)$$

Nel punto di applicazione della forza, a quota $z = 7.54 \text{ m}$, considerando $c_o = 1$ si ottiene $I_u = 0.2313$.

c_s è un coefficiente riduttivo che tiene conto dell'effetto di scorrelazione delle pressioni lungo l'asse della struttura; c_d è un coefficiente che tiene conto dell'amplificazione dinamica della struttura. Utilizzando, in fase preliminare, il metodo semplificato (EC1, punto 8.2), si pone $c_s c_d = 1$.

$B = 4.2 \text{ m}$ è la dimensione trasversale caratteristica dell'impalcato.

c_D , c_L e c_M sono i coefficienti di drag, di lift e di momento valutati sperimentalmente dalle prove in galleria del vento (Allegato A). Dal momento che non è possibile costruire il ponte pedonale senza barriere laterali per motivi di sicurezza, verrà preso in esame nella determinazione delle forze statiche equivalenti il solo caso (d), rappresentativo di sezione con barriere di porosità media. I valori valutati dalle prove in galleria del vento con angolo di attacco $\alpha = 0^\circ$ sono riportati nella

Tabella 2. Si noti come il coefficiente di momento sia estremamente ridotto, ed anche le derivate di tutti i coefficienti presentino valori molto contenuti, indice di un buon comportamento aerodinamico della sezione per piccoli angoli di attacco del vento incidente.

c_D	c_L	c_M	c'_D	c'_L	c'_M
0.8280	0.4766	-0.0360	0.0049	-0.0739	-0.0694

Tabella 2. Coefficienti aerodinamici e loro derivate valutati, per $\alpha=0^\circ$, tramite interpolazione polinomiale di 4° grado dei punti sperimentali relativi al caso (d), caratterizzato da barriere di permeabilità media

Risulta altresì opportuno definire opportune forze statiche equivalenti, che portino ad una risposta strutturale congruente con possibili analisi dinamiche condotte sulla struttura. A tale proposito, si noti che le forze statiche equivalenti (13) proposte dall'EC1 non tengono conto dell'azione della turbolenza verticale. Il contributo della turbolenza verticale alle forze aerodinamiche non è trascurabile, soprattutto per la forza di portanza. Seguendo il criterio utilizzato nell'EC1, le espressioni delle forze statiche equivalenti possono essere modificate per effetto della turbolenza verticale nel modo seguente:

$$\begin{aligned}
 F_x &= \frac{1}{2} \rho V_m^2 [(1 \pm 7I_w)c_D \pm 3.5I_w(c'_D - c_L)] c_s c_d B \\
 F_z &= \frac{1}{2} \rho V_m^2 [(1 \pm 7I_w)c_L \pm 3.5I_w(c'_L + c_D)] c_s c_d B \\
 M &= \frac{1}{2} \rho V_m^2 [(1 \pm 7I_w)c_M \pm 3.5I_w c'_M] c_s c_d B^2
 \end{aligned} \tag{15}$$

dove l'intensità della componente verticale di turbolenza può essere ottenuta mediante la relazione $I_w=0.5 I_u$, proposta da Solari e Piccardo (2001).

La Tabella 3 confronta i valori della forze statiche equivalenti valutate mediante l'Eq. (13) e l'Eq. (15), assumendo in entrambe la relazione $c_s c_d=1$. L'utilizzo delle formule con i segni \pm in tutte le loro possibili combinazioni permette di definire un valore massimo e un valore minimo delle forze indotte dal vento sulla struttura. Si noti che l'introduzione della turbolenza verticale comporta un incremento significativo dei valori delle forze, e in particolare della forza di portanza.

F	Eq. (13)	Eq. (15)
F_x [N/m]	-789 / 3337	-1082 / 3630
F_z [N/m]	-454 / 1921	-924 / 2390
M [Nm/m]	-609 / 144	-791 / 326

Tabella 3. Confronto tra i valori di forza resistente, portanza e momento torcente determinati applicando il procedimento dell'EC1, Eq. (13), ed aggiungendo l'effetto della turbolenza verticale, Eq. (15)

Questa prima valutazione delle forze statiche equivalenti risulta a favore di sicurezza nei riguardi dell'azione turbolenta (considerata completamente correlata lungo la struttura) ma trascura ogni eventuale amplificazione dinamica indotta dalla struttura. Per avere sensibilità riguardo a questo problema si propone una valutazione alternativa delle forze statiche equivalenti, basata su una formulazione teorica proposta da Piccardo & Solari (2000) in grado di prendere in esame il contributo relativo ai soli primi modi flessionali e torsionale della struttura. La forza statica

equivalente α -esima, $F_{\alpha eq}(y)$, è la forza generalizzata ($\alpha=x,z,\theta$ essendo $M=F_\theta$) che, quando applicata staticamente in direzione α , produce il valore medio massimo dello spostamento nella direzione di applicazione. Da Piccardo & Solari (1996, 2000) si ha che:

$$F_{\alpha eq}(z) = \lambda_\alpha G_\alpha \bar{F}_x(y) \quad (16)$$

dove $\lambda_x=\lambda_y=1$, $\lambda_\theta=B$, G_α è il fattore di raffica generalizzato (GGF) e \bar{F}_x è la forza media del vento in direzione del vento stesso:

$$\bar{F}_x(y) = \frac{1}{2} \rho V_m^2 B C_D \quad (17)$$

Il fattore GGF può essere valutato numericamente o in forma chiusa, secondo la procedura proposta in Piccardo & Solari (2000). Sono state fatte alcune ipotesi semplificative: (1) è stato preso in esame il solo primo modo nella direzione del vento, di frequenza pari a 1.4219 Hz, verificando che la forma modale effettiva sia approssimabile con l'autofunzione $\psi=\sin(\pi y/L)$, con L luce del ponte pedonale; (2) è stato preso in esame il solo primo modo in direzione trasversale al vento, di frequenza pari a 1.5465 Hz, verificando che la forma modale effettiva sia approssimabile con l'autofunzione $\psi=[1-\cos(2\pi y/L)]/2$; (3) è stato preso in esame il solo primo modo torsionale, di frequenza pari a 3.1064 Hz, con una forma modale del tipo $\psi=[1-\cos(2\pi y/L)]/2$; (4) tutti gli smorzamenti strutturali sono stati posti cautelativamente pari allo 0.5 %. Si ottengono i seguenti risultati:

$$G_x = 3.184, \quad G_z = 1.868, \quad G_\theta = 0.036 \quad (18)$$

da cui è possibile stimare, utilizzando le Eqq. (16)-(17), le forze statiche equivalenti. I valori ottenuti sono posti a confronto con i valori ricavati precedentemente nella seguente Tabella 4. Si noti che l'applicazione dell'Eq. (16) conduce a valori positivi, essendo basata su una procedura che permette di stimare la media dei soli valori massimi degli spostamenti strutturali.

F	Eq. (13)	Eq. (15)	Eq. (16)
F_x [N/m]	-789 / 3337	-1082 / 3630	4056
F_z [N/m]	-454 / 1921	-924 / 2390	2380
M [Nm/m]	-609 / 144	-791 / 326	192

Tabella 4. Confronto tra i valori di forza resistente, portanza e momento torcente ottenuti applicando le Equazioni (13), (15) e (16)

Si noti come l'effetto di amplificazione dinamica sia abbastanza rilevante sul valore della forza in direzione del vento, F_x , mentre la forza di portanza presenti valori praticamente coincidenti con quelli ottenuti in presenza di turbolenza verticale (Eq. 15). Al contrario, relativamente al momento, si ha un effetto di deamplificazione legato alla frequenza relativamente alta del primo modo di vibrazione torsionale.

Infine, può essere interessante, da un punto di vista tecnico, effettuare un confronto con un valore di pressione cinetica usualmente utilizzato nel calcolo dei ponti, pari a 2.5 kN/m² nella sola direzione del vento medio incidente sulla struttura. Considerando un'altezza utile del ponte pedonale in

oggetto uguale a 3.9 m e prendendo in esame una permeabilità delle barriere del 50% (approssimativamente corrispondente a considerare un'altezza pari a $3.9/2=1.95$ m) si ottiene una forza $F_x=4875$ N/m, valore maggiore di oltre il 20% rispetto a quanto ottenuto con l'Eq. (16).

Le prove in galleria del vento assumono pertanto una notevole importanza permettendo, da un lato, di determinare eventuali problemi aerodinamici dell'impalcato e, dall'altro, di quantificare l'effetto legato alle barriere fornendo valori di forza attendibili non solo in direzione del vento ma anche riguardo alla direzione trasversale e alla torsione.

Alla luce dei risultati ottenuti, per cercare di prendere in esame gli effetti legati sia alla turbolenza atmosferica sia alla possibile amplificazione dinamica della struttura, si propongono le seguenti forze statiche equivalenti per il ponte pedonale con pareti costituite da griglie di permeabilità media (non inferiore al 50%), caso (d):

F_x [N/m]	-1082 / 4056
F_z [N/m]	-924 / 2390
M [Nm/m]	-791 / 326

Tabella 5. Forze statiche equivalenti proposte (per unità di lunghezza) per il ponte pedonale oggetto dello studio, con pareti costituite da griglie metalliche di permeabilità pari a circa il 50%

4. Simulazione numerica di storie temporali della velocità del vento

Il campo di vento viene usualmente modellato come la somma di una velocità media V_m , funzione deterministica della quota sul terreno, e di tre componenti fluttuanti a media nulla, in direzione della velocità media (turbolenza longitudinale) $u(t)$, in direzione trasversale (turbolenza laterale) $v(t)$ e in direzione verticale (turbolenza verticale) $w(t)$.

A livello progettuale, la condizione più sfavorevole di verifica viene usualmente individuata per un vento che agisce ortogonale all'asse del ponte; in questo caso le componenti di turbolenza che eccitano la struttura sono la longitudinale e la verticale, e le forze per unità di lunghezza indotte dal vento su un segmento rigido di ponte sono espresse, nell'ambito della teoria quasi-stazionaria linearizzata, come:

$$\begin{aligned} F_x(t) &= \frac{1}{2}\rho V_m^2 B c_D + \rho V_m B c_D u(t) + \frac{1}{2}\rho V_m B (c'_D - c_L) w(t) \\ F_z(t) &= \frac{1}{2}\rho V_m^2 B c_L + \rho V_m B c_L u(t) + \frac{1}{2}\rho V_m B (c'_L + c_D) w(t) \\ M(t) &= \frac{1}{2}\rho V_m^2 B^2 c_M + \rho V_m B^2 c_M u(t) + \frac{1}{2}\rho V_m B^2 c'_M w(t) \end{aligned} \quad (19)$$

dove i coefficienti c_D , c_L , c_M , c'_D , c'_L , c'_M rappresentano i coefficienti statici della sezione della passerella e le loro derivate rispetto all'angolo di attacco (Tabella 2).

Le forze agenti su ciascun nodo del modello ad elementi finiti del ponte possono essere ottenute moltiplicando le forze per unità di lunghezza, Eq.(19), per la lunghezza di influenza del nodo stesso. Pertanto, le forze da applicare al nodo i-esimo del modello ad elementi finiti possono essere espresse come:

$$\begin{aligned}
 F_x(t) &= \frac{1}{2} \rho V_{mi}^2 B c_D L_i + \rho V_{mi} B c_D u_i(t) L_i + \frac{1}{2} \rho V_{mi} B (c'_D - c_L) w_i(t) L_i \\
 F_z(t) &= \frac{1}{2} \rho V_{mi}^2 B c_L L_i + \rho V_{mi} B c_L u_i(t) L_i + \frac{1}{2} \rho V_{mi} B (c'_L + c_D) w_i(t) L_i \\
 M(t) &= \frac{1}{2} \rho V_{mi}^2 B^2 c_M L_i + \rho V_{mi} B^2 c_M u_i(t) L_i + \frac{1}{2} \rho V_{mi} B^2 c'_M w_i(t) L_i
 \end{aligned} \tag{20}$$

dove V_{mi} , $u_i(t)$, $w_i(t)$ sono la velocità media, la turbolenza longitudinale e la turbolenza verticale in corrispondenza del nodo i -esimo; L_i rappresenta la lunghezza di influenza del nodo i -esimo.

Una corretta rappresentazione delle forze aerodinamiche richiede, quindi, la conoscenza delle storie temporali di turbolenza lungo il ponte pedonale, che sono in generale tra loro correlate.

Le tre componenti di turbolenza possono essere idealizzate come processi aleatori, funzioni dello spazio e del tempo. Concentrando l'attenzione sugli N punti discreti dello spazio che rappresentano i nodi del modello ad elementi finiti del ponte pedonale, le tre componenti di turbolenza possono essere rappresentate come processi aleatori N -variati. La caratterizzazione statistica del campo di turbolenza richiede la definizione del vettore di velocità media, e delle matrici di densità di potenza spettrale della turbolenza longitudinale $S_{uu}(\omega)$ e della turbolenza verticale $S_{ww}(\omega)$.

Il vettore di velocità media ha per componenti V_{mi} , valori di velocità media del vento in corrispondenza dei nodi della struttura. Adottando una legge di tipo logaritmico per la variazione della velocità media, le componenti del vettore di velocità media V_{mi} possono essere espresse come:

$$V_{mi} = \frac{u_*}{k} \ln \left(\frac{z_i}{z_0} \right) \tag{21}$$

dove $k=0.4$ è la costante di Von Karman, u_* è la velocità di attrito, z_i è la quota del nodo i -esimo, z_0 è la lunghezza di rugosità.

Le matrici di densità di potenza spettrale $S_{\epsilon\epsilon}(\omega)$ ($\epsilon=u, w$) hanno per componenti $[S_{\epsilon\epsilon}(\omega)]_{ij}$, gli spettri di potenza incrociati della componente di turbolenza $\epsilon(t)$ tra i punti M_i e M_j :

$$S_{\epsilon\epsilon}(\omega, M_i, M_j) = \sqrt{S_{\epsilon}(\omega, M_i) S_{\epsilon}(\omega, M_j)} \text{Coh}_{\epsilon\epsilon}(\omega, M_i, M_j) \tag{22}$$

dove $S_{\epsilon}(\omega, M_i)$ e $S_{\epsilon}(\omega, M_j)$ sono le funzioni di densità di potenza spettrale della componente ϵ di turbolenza nei punti M_i e M_j , $\text{Coh}_{\epsilon\epsilon}(\omega, M_i, M_j)$ è la corrispondente funzione di coerenza tra i punti M_i e M_j .

Le densità di potenza spettrali delle due componenti di turbolenza possono essere espresse, in accordo con l'Eurocodice 1, mediante la seguente espressione:

$$S_{\epsilon}(\omega, M_i) = \frac{1}{4\pi} \frac{d_{\epsilon} \frac{L_{\epsilon}(M_i)}{V_{mi}} \sigma_{\epsilon}^2(M_i)}{\left[1 + 1.5 d_{\epsilon} \left(\frac{|\omega| L_{\epsilon}(M_i)}{2\pi V_{mi}} \right) \right]^{\frac{5}{3}}} \quad \epsilon = u, w \tag{23}$$

dove $d_u=6.868$, $d_w=9.434$; L_{ϵ} rappresentano le scale integrali e possono essere calcolate mediante l'equazione:

$$\begin{aligned} L_u(z) &= 300 \left(\frac{z}{200} \right)^\nu \\ L_w(z) &= 0.10 L_u(z) \end{aligned} \quad (24)$$

nelle quali:

$$\nu = 0.67 + 0.05 \ln(z_0) \quad (25)$$

essendo z_0 espresso in metri.

Nell'Eq. (23), σ_ε^2 rappresenta la varianza della componente ε di turbolenza:

$$\sigma_\varepsilon = V_m I_\varepsilon \quad \varepsilon = u, w \quad (26)$$

con I_ε intensità della componente ε di turbolenza.

Le funzioni di coerenza possono essere modellate secondo la legge esponenziale decadente:

$$Coh_{\varepsilon\varepsilon}(\omega, M_i, M_j) = \exp \left\{ - \frac{|\omega| C_{re} |r_i - r_j|}{\pi (V_{m_i} + V_{m_j})} \right\} \quad \varepsilon = u, w \quad (27)$$

dove C_{re} è il coefficiente di decadimento della componente di turbolenza ε nella direzione r che congiunge i punti M_i e M_j ; si può assumere $C_{yu}=10$, $C_{zu}=10$, $C_{yw}=6.5$, $C_{zw}=3$.

Le matrici di densità di potenza spettrale sono state ottenute utilizzando l'Eq. (23) per le densità di potenza spettrali e l'Eq. (27) per le funzioni di coerenza; la velocità di attrito è stata assunta pari a $u_* = 2.2402$ m/s, coerentemente con il valore della velocità media di progetto V_m ; la lunghezza di rugosità è stata scelta pari a $z_0 = 0.10$ m.

La simulazione di storie temporali correlate di turbolenza può essere effettuata adottando il metodo di rappresentazione spettrale, utilizzando un algoritmo basato sulla tecnica FFT (Fast Fourier Transform) e fattorizzando la matrice spettrale in termini di autovalori e autovettori mediante la tecnica POD (Proper Orthogonal Decomposition) (Carassale & Solari 2002). Ai fini della simulazione digitale di storie temporali di turbolenza, le variabili continue che rappresentano il tempo t e la pulsazione ω vengono discretizzate come segue:

$$\begin{aligned} t_h &= h \Delta t & h &= 1, \dots, N_t \\ \omega_k &= k \Delta \omega & k &= 1, \dots, N_f \end{aligned} \quad (28)$$

dove N_t è il numero dei passi temporali della simulazione; Δt e $\Delta \omega$ rappresentano, rispettivamente, il passo temporale e il passo in pulsazione, e sono legati dalla seguente relazione:

$$\Delta \omega = \frac{2\pi}{\Delta t} \quad (29)$$

La componente di turbolenza ε ($\varepsilon = u, w$) nel punto M_j al tempo generico t_h può essere espressa come:

$$\varepsilon_j(t_h) = \sum_{r=1}^N \left(\frac{1}{N_r} \sum_{k=1}^{N_r} e^{\frac{2\pi i(h-1)(k-1)}{N_r}} \sqrt{\frac{2\pi N_r}{\Delta t}} \gamma_{\varepsilon_r}^{(k)} \theta_{\varepsilon_{rj}}^{(k)} p_{\varepsilon_{rj}}^{(k)} \right) \quad \varepsilon = u, w \quad (30)$$

dove $\gamma_{\varepsilon_r}^{(k)}$ e $\theta_{\varepsilon_{rj}}^{(k)}$ sono l' r -esimo autovalore e la j -esima componente dell' r -esimo autovettore della matrice spettrale della componente ε di turbolenza in corrispondenza della pulsazione ω_k , e $p_{\varepsilon_{rj}}^{(k)}$ è la j -esima componente di un vettore $\mathbf{p}_{\varepsilon_r}^{(k)}$ costituito da N numeri casuali Gaussiani a media nulla non correlati.

Il passo temporale e la lunghezza delle simulazioni sono stati selezionati in funzione del contenuto armonico della turbolenza e della caratteristiche dinamiche della struttura: è stato assunto $\Delta t = 0.02$ s, $N_r = 2^{15}$, valori che comportano una lunghezza superiore ai 600 secondi per le storie simulate. Le simulazioni sono state effettuate in 15 punti, posizionati in corrispondenza dei rinforzi esagonali della sezione trasversale, all'altezza del centro geometrico della sezione stessa, coerentemente con il punto di riduzione delle forze aerodinamiche utilizzato nelle prove sperimentali in galleria del vento. Per ottenere risultati statisticamente significativi, sono state simulate 10 storie temporali di turbolenza equiprobabili. La Figura 13 riporta, a titolo di esempio, le storie temporali correlate delle due componenti di turbolenza nel nodo situato in mezzeria del ponte pedonale, all'altezza del centro geometrico della sezione esagonale.

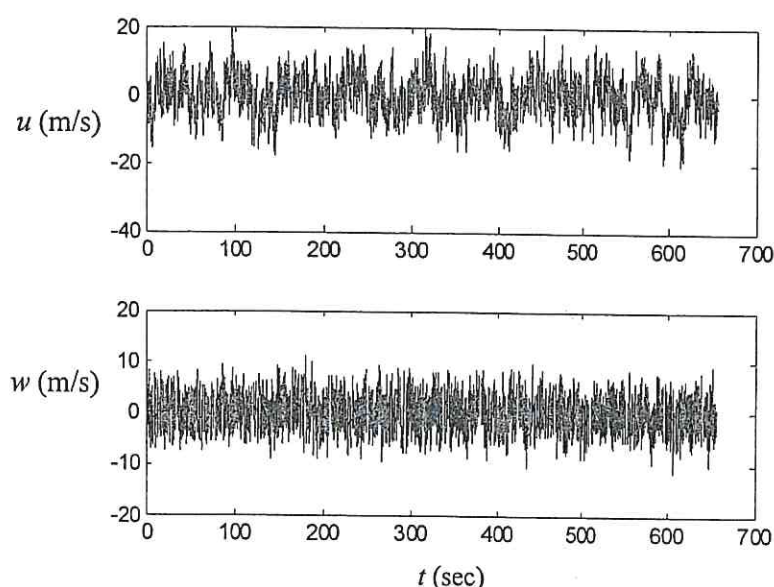


Figura 13. Storie temporali di turbolenza in corrispondenza della mezzeria del ponte pedonale

A partire dalle storie temporali di turbolenza, simulate numericamente, le storie temporali delle forze aerodinamiche possono essere ricostruite utilizzando l'Eq. (20); le 10 storie temporali sono registrate in un apposito cd-rom allegato alla presente relazione preliminare (Allegato B). La Figura 14 mostra, a titolo d'esempio, le forze aerodinamiche in corrispondenza della sezione di mezzeria del ponte pedonale, derivanti dalla simulazione di turbolenza atmosferica presentata in Figura 13, confrontate con i valori delle forze statiche equivalenti dedotte dalle Eqq. (15) e (16), moltiplicate per la corrispondente lunghezza di influenza pari a 3.8 m. Si può osservare come le forze statiche equivalenti proposte (Tabella 5), che corrispondono al massimo/minimo dei valori ottenuti

applicando le Eqq. (15) e (16), rappresentino un ottimo involucro, opportunamente cautelativo, delle storie temporali simulate.

A tale riguardo, è opportuno ricordare come possano avvenire fenomeni di amplificazione dinamica anche su modi superiori, che non sono stati contemplati nella presente proposta di forze statiche equivalenti. Per questo motivo, la verifica finale, da parte del progettista strutturale dell'opera, dovrebbe riguardare la validazione delle forze statiche equivalenti proposte. Per fare ciò occorre calcolare la risposta dinamica del ponte pedonale alle 10 storie temporali di forza derivanti dalle simulazioni numeriche del campo di vento (Allegato B). Come grandezze significative, per quantificare la risposta del ponte, possono essere assunte le tre componenti di spostamento (spostamento orizzontale in direzione della velocità media del vento, spostamento verticale, rotazione rispetto all'asse del ponte) nella sezione di mezzeria del ponte e in una sezione intermedia (ad esempio, localizzata ad una distanza dai vincoli pari ad un quarto della luce, posizione in cui i modi di vibrazione emisimmetrici presentano generalmente un massimo).

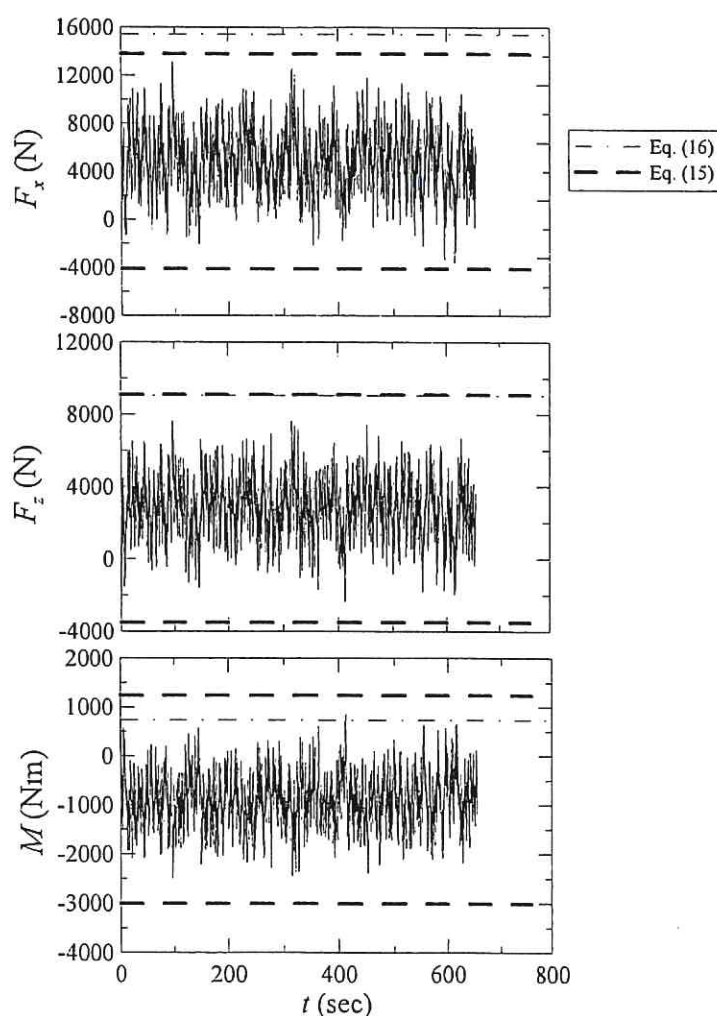


Figura 14. Storie temporali di forze aerodinamiche in mezzeria

Ai fini progettuali, non si è interessati a conoscere la storia temporale di spostamenti e sollecitazioni, ma soltanto il loro valore massimo. Pertanto, a partire dalle storie temporali della risposta strutturale, ottenute da ciascuna simulazione, dovranno essere estratti due valori massimi: il

massimo effettivo ed un valore corrispondente alla massima fluttuazione di segno opposto rispetto al valore medio. Confrontando la media di questi valori massimi con i valori degli spostamenti ottenuti da analisi statiche, utilizzando le forze equivalenti, è possibile verificare la correttezza delle forze statiche proposte per il caso in esame, ed eventualmente provvedere ad una loro modifica variando il valore del coefficiente di struttura $c_s c_d$, posto uguale ad 1 in tutti i calcoli fino ad ora eseguiti.

5. Riferimenti bibliografici

- Bachmann, H. (2002). "Lively Footbridges – a Real Challenge", *Proceedings, Footbridge 2002*, Paris, France, November 20-22, 2002 (pubblicati su CD-ROM).
- Blevins, R. D. (2001). *Flow-induced Vibration*, 2nd Ed., Krieger Publishing Company, Malabar, Florida..
- BS5400 (1978). Part 2, *Specification for loads, steel, concrete and composite bridges*, London, UK: British Standards Institution.
- Carassale, L., & Solari, G. (2002). "Wind modes for structural dynamics: a continuous approach", *Probabilistic Engineering Mechanics*, 17 157-166.
- Circolare 04/07/1996 (1996). *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"* di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996, Circolare 4 luglio 1996 del Ministero dei Lavori Pubblici, n. 156AA.GG/STC.
- DM 16/01/1996 (1996). *Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"*, Decreto 16 gennaio 1996 del Ministero dei Lavori Pubblici.
- Piccardo, G., & Solari, G. (1996). "A refined model for calculating 3-D equivalent static wind forces on structures", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 65 21-30.
- Piccardo, G., & Solari, G. (2000). "3-D Wind-Excited Response of Slender Structures: Closed-Form Solution", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 126(8) 936-943.
- prEN 1991-1-4 (2004). *Eurocodice 1 - Actions on structures - General Actions – Part 1.4: Wind Actions*, CEN, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- Simiu, E., & Scanlan, R.H. (1996). *Wind Effects on Structures*, 3rd Ed., John Wiley & Sons, N.Y.
- Solari, G., & Piccardo, G. (2001). "Probabilistic 3-D Turbulence Modeling for Gust Buffeting of Structures", *Probabilistic Engineering Mechanics*, 16 73-86.

Genova, 1° agosto 2005



Prof. Giovanni Solari



Prof. Giuseppe Piccardo

Responsabili Scientifici della Ricerca