

R C 端横桁の耐荷力等に関する実験的検討と実橋梁への適用

神戸建設局 建設企画部 設計課 関本 宏
同 上 山本 昌孝
同 上 安東 千夏

要 旨

平成8年道路橋示方書の改訂に伴い、道路橋の地震に対する致命的な損傷を防ぐことを目的として落橋防止システムの設置が必要となり、鋼桁端部には支承、落橋防止装置、ジョイントプロテクター、ジャッキアップ補強等が集中し、複雑な構造となる場合が少なくない。阪神公団では鋼橋端横桁部はRC構造を基本とし、構造の単純化や剛性の向上を図っている。神戸建設局では、鋼I桁端横桁の設計に当って主桁との接合部にコンクリートジベル(パーフォボンドリブ構造)を用いたRC端横桁を、鋼箱桁橋には鋼とコンクリートの複合構造であるサンドイッチダイヤフラム端横桁を採用するため、本構造の耐荷力について縮小模型等による実験により性能確認を行い、実橋への適用を図った。

本稿は、鋼I桁RC端横桁及び鋼箱桁サンドイッチダイヤフラム端横桁に関する実験及び実橋梁への適用に関する一連の検討内容について報告するものである。

キーワード：端横桁，RC端横桁，パーフォボンドリブ，サンドイッチダイヤフラム構造

はじめに

橋梁設計を取り巻く現状は、社会資本整備に係る建設コスト削減の傾向が強まってきており、トータルコストの削減を実現すべく可能な限り簡素な構造を採用する機運が高まってきている。

一方、平成8年道路橋示方書より、地震時における落橋を確実に防止するため、落橋防止システムの位置付けが明確にされるとともに設計荷重及び設計方法が規定されている。これにより、上部工には落橋防止構造、変位制限構造、ジョイントプロテクター、ジャッキアップ補強構造等様々な落橋防止システムの設置が必要となる。

これらの構造は全て桁端部に集中することとなり、端横桁部の構造は複雑化する傾向にある。

この問題に対して、当公団では設計基準第2部の中で鋼桁端横桁部についてRC構造を基本とす

るよう改訂(H12.4)されたが、構造詳細や設計手法については明確になっていない。

以下では神戸建設局の鋼桁設計において端横桁構造の単純化、終局耐荷力の確保及び経済性の向上を目指し、従来のスタッドジベルからコンクリートジベル(パーフォボンドリブ構造¹⁾)を採用する新しい試みや鋼製鋼板で囲んだ内部にコンクリートを充填した複合構造の端横桁の採用に当って実施した実験的検討について報告する。

1. 鋼I桁端横桁合理化構造に関する検討

神戸建設局において建設中の神戸山手線白川出入路では、従来の鋼製端横桁に代えて図-1に示す剛性の高いRC構造を採用することにより、落橋防止システムを端横桁部に集中配置して構造の簡素化を図っている。本構造の特徴は図-2に示

すように、主桁との接合部にコンクリートジベル（パーフォボンドリブのようにせん断抵抗を期待した構造）を採用したことである。以下では、実橋への適用を目的として実施した2種類の性能確認実験の結果及び設計手法について述べる。

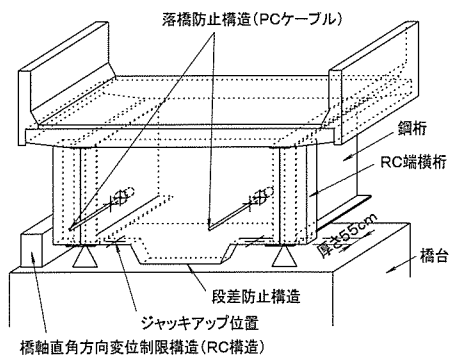


図-1 RC端横桁概念

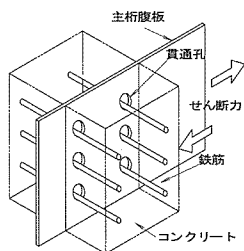


図-2 RC端横桁と鋼桁腹板の接合部

1-1 直接せん断実験（要素実験）

(1) 実験概要

本構造のように板の接合部にコンクリートジベルを採用するに当たって、耐荷力評価及び応力の伝達機構等が不明なことから、この評価手法を見出すべく、図-3に示す荷重装置及び供試体を用いて直接せん断実験を行った。表-1に示す供試体を3体ずつ合計9体作製した。この中でA1供試体が実験変数を全て実橋諸元に合わせた基準供試体とした。荷重方法は、荷重制御による漸増繰返

表-1 供試体一覧表

供試体名	実験変数		材料定数	
	C (mm)	σ_{ck} (MPa)	F_c (MPa)	E_c (GPa)
A1	100	24	37.4	31.5
A2	50	24	36.2	29.8
A3	100	40	47.9	33.0

注)すべての供試体において、有孔鋼板の板厚・孔径(19mm・62mm)および貫通鉄筋の径・材質(D22・SD345)は実橋諸元に合わせた。

し荷重を行い、荷重荷重に対してずれが急増した時点から、変位制御に切り替えて除荷を行わずに単調荷重して実験を行った。

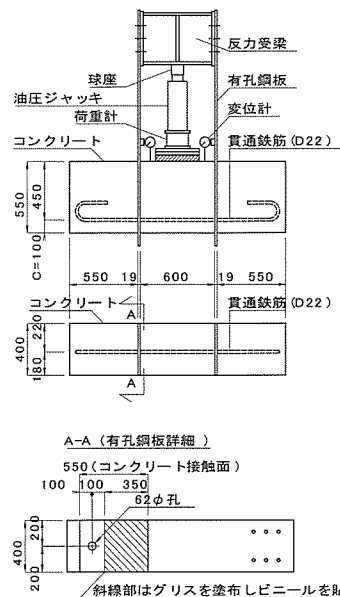


図-3 直接せん断実験供試体

(2) 実験結果

表-2には実験結果と共に、既往の研究からのコンクリートジベル評価式によるせん断耐力を併記したが、本構造で採用したジベルの耐力は既往の提案式による値の5割程度となり、又、コンクリート強度を変化させてもせん断耐力には変化が見られなかった。このことから、今採用するコンクリートジベルについては、既往の算定式による耐力評価は困難であった。

表-2 供試体一覧

供試体名	D_{exp} (kN)	D_1 (kN)	D_2 (kN)	D_{exp}/D_1	D_{exp}/D_2
A1(平均)	120.2	177	223	0.68	0.54
A2(平均)	118.5	171	220	0.69	0.54
A3(平均)	125.0	227	248	0.55	0.50

注)Dexp:せん断耐力の実験値(孔1面当たり)

D1:レオンハルトらの提案式1)による値

D2:保坂らの提案式2)による値

一方、A1供試体のせん断力-ずれ関係に着目した結果を図-4に示すが、各供試体共1~2mmに達すると荷重荷重の増加に対してずれが急増したが、10mm以上のずれを生じてせん断耐力は

低下していなかった。これは、主桁貫通孔に通した貫通鉄筋に起因するものと推察される。

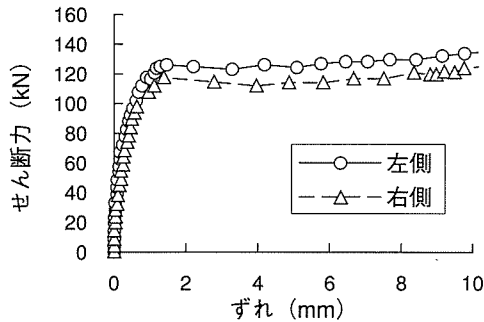


図-4 せん断力-ずれ関係(A1-2)

1-2 縮小模型による静的荷重実験

(1) 実験概要

端横桁の設計に当たって考慮すべき荷重の中で最大となるのは耐震連結装置を介して作用する地震力であるが、面外力が作用する板の耐力評価について明確な研究等は行われていないのが現状である。そこで、図-5に示す荷重装置と縮小模型(供試体はB1, B2の2体)を用い、荷重

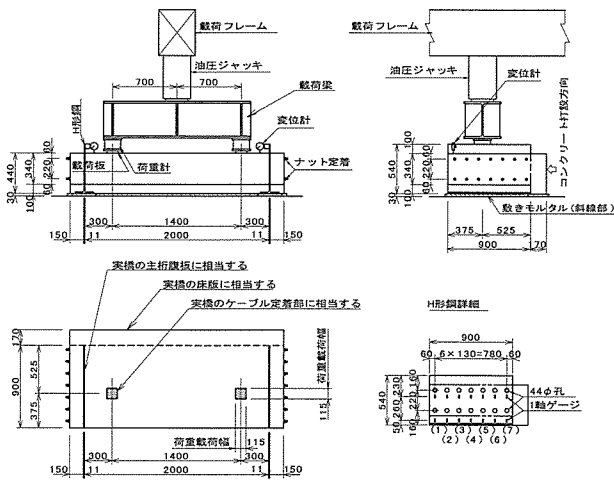


図-5 静的荷重実験供試体

表-3 実橋と供試体構造緒元比較

	実橋	供試体
版のスパン	4m	2m
版の厚さ	550mm	340mm
荷重位置	600mm	300mm
荷重面積	230×230mm	115×115mm
荷重(1点当り)	821kN	205kN
ジベル孔径	62mm	44mm
貫通鉄筋径	D22	D16

制御下で漸増繰返し荷重による静的荷重実験を行った。表-3に実橋と供試体の諸元比較を示す。

(2) 実験結果

図-6にB2供試体のせん断力-ずれ関係を示す。実橋における設計荷重の約3倍に相当する1200kNで荷重増加に対して主鉄筋が降伏域に達し、ずれが急増する傾向が見られたが、荷重を1300kNまで上げてせん断破壊には至らなかった。図-7に実橋の設計荷重に相当する荷重(400kN)が作用するときのコンクリートジベルのせん断力の分布を示す。なお、せん断力の測定は、図-5内のH形鋼詳細(右下図)に示したように、主桁に配したコンクリートジベル孔毎に一軸歪みゲージを貼り、この歪みを各ジベルのせん断力に換算している。上下2段に配置したジベルの内、上側は同位置(番号)での下側と比較して1/2以下のせん断力しか負担しておらず、荷重がさらに増加すると、かぶりコンクリートが剥離してせん断力は増加しなくなった。なお、下側(4)においてせん断力が0となっているが、これは実験中にゲージが剥離して測定できなかったためである。

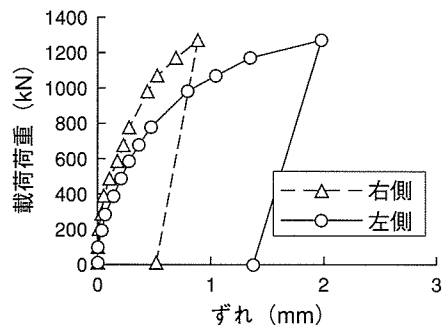


図-6 荷重-ずれ関係(B-2)

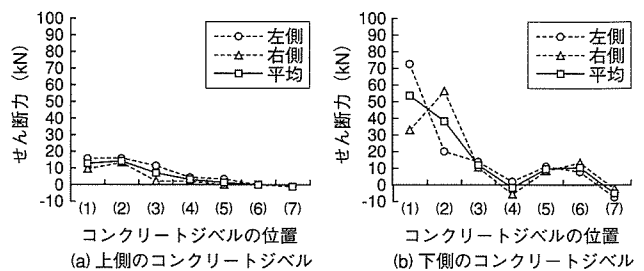


図-7 コンクリートジベルに作用するせん断力分布(B-2)

1-3 設計手法

(1) コンクリートジベルのせん断耐力設計

要素実験の結果から本橋のコンクリートジベルの1孔当たりの終局せん断耐力は約120kNであった。又、設計耐力についてはレオンハルトらの提案式に倣って、実験から得た終局耐力に0.7の強度低減係数を乗じた値(120kN×0.7=84kN/孔)を用いることとした。なお、本構造での設計せん断力は78kN/孔であり、安全側の設計とした。

(2) 面外方向のせん断力に対する設計

静的載荷実験の結果から、横桁へ作用する面外力に対し、作用面と反対側に配置したコンクリートジベルが主に抵抗する構造であることが判った。従って、端横桁と桁ウェブとの接合部に関する設計においては、図-8に示すように地震時の面外力に対して端横桁に配置した2列のコンクリートジベルの内、1列でも抵抗できるものとして設計することとした。

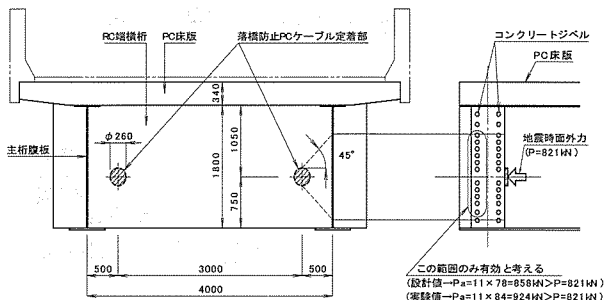


図-8 RC端横桁と主桁腹板の接合部の設計

2. 鋼箱桁端横桁合理化構造に関する検討

北神戸線下山口工区の開断面鋼箱桁橋の桁端部において、鋼I桁と同様の趣旨から図-9に示すように箱桁構造を利用した鋼板とコンクリートのサンドイッチダイヤフラム構造(以下、サンドイッチ構造という)による端横桁を採用し、構造の単純化を図ることとしたが、RC端横桁同様面外力に対する耐荷力等に関する確認を要した。以下では、本構造の採用に当たり、終局耐力、耐荷機構及び設計手法の確立を目的とした一連の検討内容について述べる。

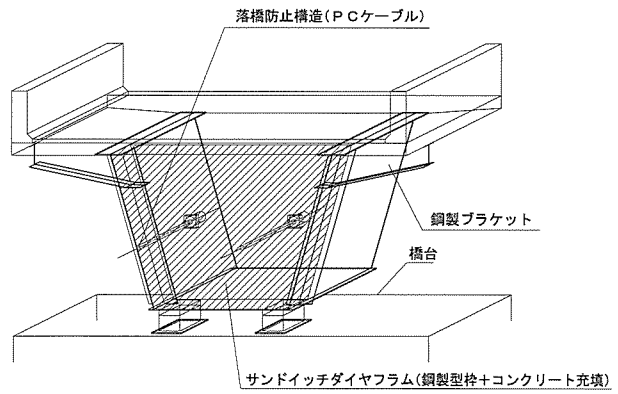


図-9 鋼箱桁端横桁部の概念図

2-1 静的載荷実験

(1) 実験概要

載荷装置(最大3500kNジャッキ)を図-10に示す。実橋では落橋防止装置からの水平力により主桁および床版に引張力が作用するが、同様な条件を再現するには試験装置が大がかりになることと、サンドイッチ構造の内部の挙動に大差がないと判断し、この載荷方法を採用した。

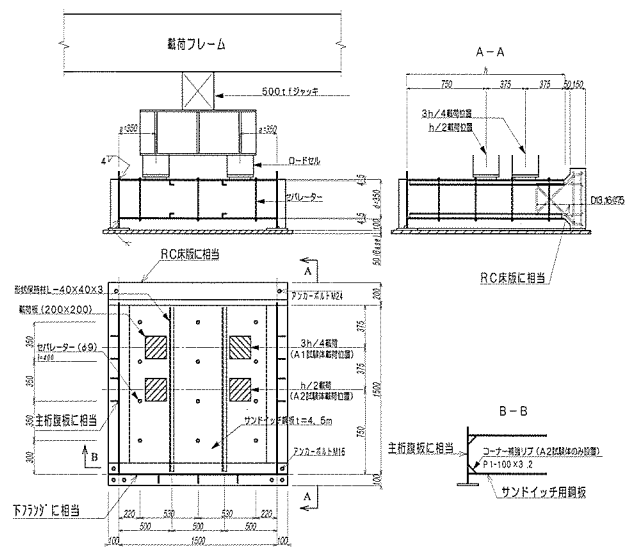


図-10 載荷実験供試体及び載荷装置

試験体は実橋の端ダイヤフラム周辺をモデル化したものであり、内部コンクリートが床版と2枚のダイヤフラム、主桁腹板、および下フランジで周辺を拘束された構造である。落橋防止装置のPCケーブルの耐力に相当する荷重を設計荷重として載荷するものとする。なお、試験体は実構造の1/2の縮尺とする。さらに、寸法比が荷重抵抗機構に

影響し、耐荷力を決定する大きな要因になると考えられるため、本工事の各支点上ダイヤフラムの構造寸法と落橋防止装置の設置位置（せん断スパン）に着目して4種類のグループに分けて試験体を計画した。表-4に試験体の種類を示す。

表-4 供試体概要

TYPE	試験体概要		角補強の有無	スタッド設置	試験体寸法
A1	桁高:桁幅=1:1程度の形状。荷重載荷位置(せん断スパン)がダイヤフラム厚程度のもの				h=1.5m b=1.5m t=0.35m
	試験体の内容(各1体)	A1-1(荷重は3h/4位置に載荷)	×	×	
		A1-2(荷重はh/2位置に載荷)	○	×	
		A1-3(荷重は3h/4位置に載荷)	○	○	
A2	A1と同じ寸法比で荷重をほぼ中央に2点載荷したもの1体		○	○	
B1	桁高:桁幅=1:2程度の形状。荷重載荷位置(せん断スパン)がダイヤフラム厚程度のもの1体		○	○	h=0.75m b=1.5m t=0.35m
B2	B1と同じ寸法比で荷重をほぼ中央に2点載荷したもの1体		○	○	

A-1試験体は図-10 B-B断面のように、角溶接部分への角補強リブ設置の有無とスタッド補強（床版ハンチ部にまで鋼板を延ばして設置）の有無により、それぞれ1体ずつ製作した。コンクリートの打設は試験体を起こし、実施工と同じ条件で行った。コンクリートの圧縮強度はA1-1, 2が27N/mm²でそれ以外は31N/mm²であった。

各試験体は、200kNずつ荷重を増加させ一旦除荷する繰り返し載荷を行い、設計荷重を超えた後は、終局まで荷重を増加させる方法で載荷を行った。試験体の設計荷重は載荷板面積の縮小比率に合わせて1/4とした。

(2) 実験結果

試験結果を表-5に示す。A1-1試験体は載荷荷重1400kN（1載荷点当たり700kN）で、変位が急増して1700kNで耐力を失った。このとき終局状態は載荷点と対面側角部に溶接割れが発生してコンクリート内部に圧縮斜材が形成し難い状況となり、内部コンクリートが曲げ破壊した（写真-1参照）。A1-2試験体では溶接部の補強リブ効果により、図-11に示すようにコンクリートの圧縮斜材が最後まで形成され、耐力は飛躍的に増大した。A1-3試験体は、図-12の補強がなされていたため、A1-1と同じ載荷条件ながら、

最大荷重でも破壊に至らなかった。A2の載荷後の状況を写真-2に、また、ひび割れ状況を図-13に示すが、各載荷点の中心間隔が350mmと短く（1点中央載荷に近い条件であったため）、2500kN

表-5 実験結果一覧

No	A1-1	A1-2	A1-3	A2	B1,B2
1	0-200	同左	0-200	同左	同左
2	0-400		0-400		
3	0-1000 (初期化)		0-500 (初期化)		
4	0-1400	0-1000	0-800	0-800	0-800
5	0-1500	0-1400	0-1000	0-1000	0-1000
6	0-1700	0-1700	0-1300	0-1300	0-1500
7	終局に至る	0-2100	0-1500	0-1500	0-1700
8		0-2500	0-2000	0-1700	0-3500
9		0-2950	0-2700	0-1900	
10		終局に至る	0-3500	0-2500	
11			載荷装置上 限荷重のため終了	終局に至る	載荷装置上 限荷重のため終了

設計荷重：PCケーブルの破断荷重
（：Pu=1 655.4kN 縮小モデル 2分に換算）

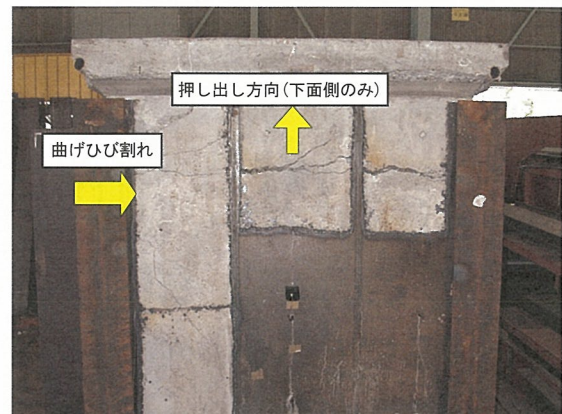


写真-1 A1-1 終局状況

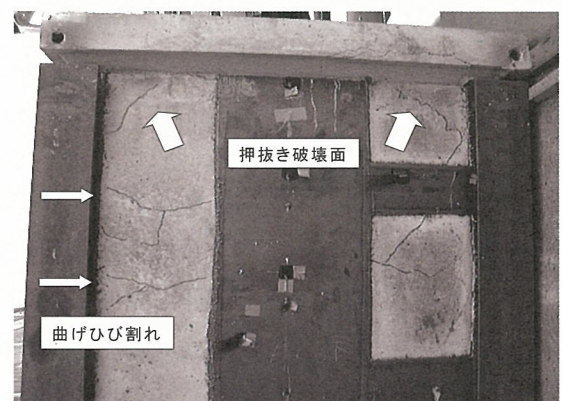


写真-2 A-2 終局状況

で終局となった。A1-2も切断したが、ほぼ同様のひび割れを示しており、押抜きせん断破壊が先行したと考えられる。また、B1,2試験体は高さがA試験体の半分で一方向板となり、支持スパンは半分であり、床版側からの補強鉄筋がほぼ試験体全体に配置されていたため破壊に至らなかった。

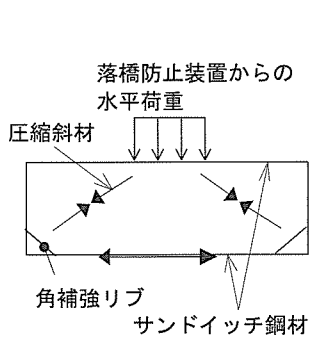


図-11 耐荷機構

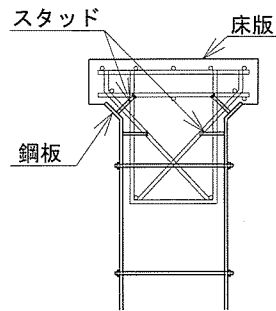


図-12 スタッド補強

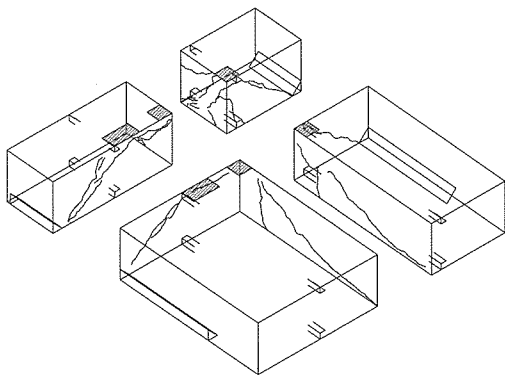


図-13 A2供試体切断後のひび割れ状況

(3) まとめ

a) 耐荷力機構と構造詳細

本構造では、角補強リブを設置することによる耐力向上が顕著であり、その有効性が確認できた。又、床版接合部のハンチ及びスタッドを配置してコンクリートの抜け出しに対するせん断補強を併せて行うことで十分な耐力を確保することが可能であることを確認した。

b) 設計荷重の評価

本構造では載荷点が近接した場合(A2供試体では中心間隔350mm)、1点載荷として計算するとほぼ実験値に近似した。このことから、当端横桁の終局耐力は、コンクリート示方書に準拠して鋼板をRC換算した押し抜きせん断耐力式による評価が

可能であると考えられる(表-6参照)。ただし、載荷位置、載荷条件及び床版構造等が今回の実験ケースと大きく異なる場合は別途確認実験を行う必要がある。

表-6 押し抜きせん断耐力 V_{pcd}

	試験体				
	A1-2*1	A1-3*1	A2*2	B1*1	B2*2
u_o : 載荷面周長 (mm)	800	800	1500	800	800
ρ : 鉄筋比 (鋼板を鉄筋換算)	0.0129	0.0129	0.0129	0.0159	0.0159
$\beta_d = (1/d)^{1/4}$	1.302	1.302	1.302	1.302	1.302
$\beta_p = (100\rho)^{1/3}$	1.089	1.089	1.089	1.167	1.167
$\beta_r = 1 + 1(1 + 0.25^*u_o/d)$	1.635	1.635	1.481	1.635	1.635
$f_{pcd} = 0.2f_{cd}^{1/2}$ (N/mm ²)	1.039	1.114	1.114	1.114	1.114
$u_p = u_o + \pi d$ (mm)	1893	1893	2593	1893	1893
d : 有効高さ (m)	0.348	0.348	0.348	0.348	0.348
f_{cd} : 公称せん断強度 (N/mm ²)	27	31	31	31	31
$V_{pcd} = \beta_d \beta_p \beta_r f_{pcd} u_p d$	1587	1700	2110	1823	1823
$P/(n \cdot V_{pcd})$ n : 載荷点数	0.930	—	1.185	—	—
P : 終局荷重 (実験値)					

*1:1載荷点当たりの耐力, *2:2つの載荷点を1つにして算出

2-2 詳細設計

(1) サンドイッチダイヤフラムの設計手法

サンドイッチ構造の耐力算出方法は、梁部材としての試験では、鋼板を鉄筋に換算したRC計算にはほぼ一致し、終局耐力はRC計算の結果を上回る性能を有していることが報告されている³⁾⁴⁾。又、板としてもRC換算した押し抜きせん断耐力により評価できることを先述の実験により確認している⁵⁾。

具体的な設計方法としては、落橋防止ケーブルの破断荷重 P_{uc} に対し、本構造の終局耐力 P_{us} (鋼板を鉄筋に換算し、単鉄筋断面として押し抜きせん断及び曲げモーメントに対し算出)が1.2程度の安全率を持つよう設計を行うこととし、計算式はコンクリート標準示方書に規定されている押し抜きせん断耐力算出式により行っている。

端横桁板厚は設計耐力による他、支承のソールプレート寸法等により板厚を決定している。従って、今回の実橋設計において、押し抜き力に対する端横桁の照査を行った結果、落橋防止用PCケーブルの破断耐力1660kN/本に対して板の押し抜きせん断耐力は5450kN/箇所となり、十分な耐力を有する構造となっている。又、参考までに道路

橋示方書Ⅲに基づく板の曲げ耐力を算出すると8850kN/箇所となることから当横桁の終局曲げ耐力の計算値は押抜きせん断耐力の1.5倍以上あり、支配的とはならなかった。

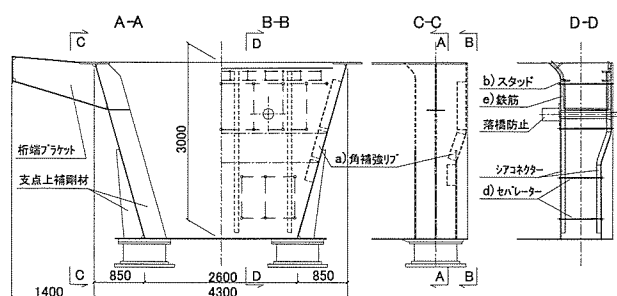
ダイヤフラム・支点上補剛材の設計方針を表一七に示すが、鉛直反力に対して鋼断面のみで照査しており、鋼板の板厚は支点上補剛材としての照査（死+活荷重）で決定している。又、支点上構造の合理化のため、①鋼板と両端の補剛材は支承直上地震時補強リブを兼用させるとともに、②伸縮装置支持、桁端張出し（遊間）を確保するため、床版との接合部を拡幅することとした。

表一七 サンドイッチダイヤフラム設計方針

設計部材	考慮する荷重	設計方法
鋼殻部材 (型枠を兼用)	前死荷重 (自重・床版等) 架設時荷重、打コン 時側圧	許容応力度法 (鋼板の座屈を考 慮する)
	後死荷重(橋面工) ・活荷重	許容応力度法 (鋼板の座屈を考 慮しない)
支点上補剛材	地震時水平力	終局強度の比較 $1.2P_{uc} < P_{us}$

(2) 各部構造の設計

以下では、サンドイッチダイヤフラム本体以外に実験を通して採用した構造詳細について設計方針を簡潔に述べる。図一四に本工事のサンドイッチダイヤフラム詳細図を示す。



図一四 サンドイッチダイヤフラム構造詳細

a) 角補強リブを落橋防止装置からの面外力による局部変形を防止するために設置した⁹⁾。補強

範囲は落橋防止作用力の45度分布を考慮し、コンクリートが角補強リブの内側にも十分充填されるよう断面をPL-212×9として主桁フランジから100mm程度クリアを確保した。

- b) スタッドはコンクリートの抜け出し防止として設置し⁹⁾、サンドイッチダイヤフラムが床版と下フランジに支えられた梁として設計した。そして、求めたせん断力に対してスタッドを設計した場合、道路橋示方書に示されるスタッドの終局耐力に余裕がある（約3倍）ことから、スタッドピッチを3倍にして配置することとした(支間側・桁端側共、@300-2段配置)。
- c) シアコネクターは工場でパネル製作後の立起し時に座屈が生じない程度の剛性を必要とする。(垂直補剛材L75×75×6を@1.5mに配置)
- d) セパレーターはコンクリート打設時に鋼板に作用する側圧に対して抵抗するものとし、0.5本/m²でRB-φ16を使用した。側圧によって生じる鋼板の残留応力は支配的ではないので無視している。
- e) サンドイッチ内部の補強鉄筋もスタッド同様コンクリートの抜け出し防止を目的とし、スタッド下面から必要定着長を確保した。

3. 今後の課題

- (1) RC端横桁について、鋼I桁との接合部にコンクリートジベルを採用したが、当ジベルの耐荷力評価手法の設定は実験結果によるところが大きく、今後同様の構造設計に向けて一般化していく必要がある。又、接合部構造についてはコンクリートジベル以外の採用も考えられることから、要求性能、新技術や経済性等に応じて組み合わせて行くことが必要と考える。
- (2) 今回設計したサンドイッチダイヤフラム端横桁は実橋への適用を前提としてのものであり、載荷ケースも実橋の耐震連結装置配置に限定して実験を行った結果、一般的設計

法の確立までには至っていない。今回の実験以外で載荷方法が著しく異なる場合には別途実験や解析により設計手法の妥当性を検証する必要がある、これらのデータの蓄積が必要と考える。

あとがき

鋼桁端横桁部において、鋼 I 桁にはパーフォボンドリブを用いた RC 横桁、又、鋼箱桁にはサンドイッチダイヤフラム横桁を採用した。今回採用した RC 構造について、供試体を用いた載荷実験を実施し、いずれも端横桁として十分な耐荷力を有していることを確認するとともに、設計手法の確立、構造詳細部の設定を行い、現在建設中の実橋へ適用を行っている。

本構造については、実験データ及び実施設計の結果と併せて、本構造の設計要領の作成を行っているところである。

最後に、本検討の実施に当たり、熱心なご指導を頂いた大阪工業大学園田恵一郎教授、大阪市立大学鬼頭宏明助教授、並びに実験にご協力頂いた

J V 関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) Leonhardt Fritz, et.al. : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton-und Stahlbetonbau, Heft 12/1987.
- 2) 保坂ら：孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1593-1604, 2000.3.
- 3) 秋山ら：鋼・コンクリート合成サンドイッチ構造部材の終局耐力, 合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.69-74, 1986.9.
- 4) 阿部ら：サンドイッチ型複合床版の力学的挙動, 日本鋼構造協会第4回鋼構造年次論文報告集, pp.477-484, 1996, 11.
- 5) 例えば, 山本ら：鋼箱桁橋の耐震連結における桁端部部材の合理化に関する実験, 土木学会第56回年次学術講演会, 2001, 10.
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編, 1996.3.

Experimental study of load capacity and application of RC end cross members to an actual bridge

Hiroshi SEKIMOTO, Masataka YAMAMOTO and Chinatu ANDOU

In accordance with revision 1 of road and bridge specifications of 1996, it is necessary to provide a system to prevent bridge parts from falling in order to avoid fatal damage in the event of an earthquake. In many cases this involves a sophisticated configuration including bearings on the ends of steel beams, bridge falling prevention systems, joint protectors and jack-up reinforcement. The Hanshin Expressway Corporation specifies the RC structure as the standard for end cross members of steel bridges to simplify the structure while enhancing rigidity. When designing steel beam end cross members, the Kobe Construction Authority uses RC end cross members with the main beam and joints encased in concrete (perfo-bond rib structure) and uses a combination of steel and concrete called "sandwich diaphragm" end cross members for steel box beam bridges. Thus, performance of a miniature was confirmed by experimentation to test load capacity for actual application.

This paper reports on tests conducted on steel beam RC end cross members and steel box beam sandwich diaphragm end cross members and a series of studies concerning application of those to actual bridges.