

鋼角ストッパー周辺の桁座のせん断耐力算定法に関する一考察

(公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 ○岡本圭太, 轟俊太郎, 草野浩之, 田所敏彰

1. はじめに

熊本地震等で、鋼角ストッパー周辺の桁座にせん断による損傷が生じたが、復旧性向上のため、損傷過程や耐力の評価が必要であることがわかった。本研究では、実橋のストッパー諸元に基づく供試体を用いた実大実験を対象としてFEMを行い、せん断破壊メカニズムを明らかにし、せん断耐力算定法について検討を行った。

2. 解析概要

表1に実験に用いた供試体の諸元を示し、図1に供試体寸法および配筋を示す。供試体は、桁座を模擬した躯体フーチングに埋め込んだストッパーであり、各諸元は実橋梁のストッパーに基づき設定した。実験変数は補強鉄筋の降伏強度であり、No.1はSD390を使用し、No.2はKSS785を使用した。

図2に、解析モデルを示す。解析対象は、図1に示すCL断面を対称面とした3次元1/2モデルである。荷重はx方向の強制変位とし、拘束は対称面をy方向固定、フーチング下端をxyz方向固定とした。コンクリートの材料構成則は、圧縮側をParabolic式、引張側をHordijk式とした。ひび割れモデルは固定ひび割れとし、せん断伝達モデルは前川らのモデルを用いた¹⁾。インターフェースは、接触時のみ剛とするノーテンションモデルとした。補強鉄筋は弾塑性、角形鋼管および充填コンクリートは弾性とした。

表2に、解析ケースおよび解析に用いた材料諸元を示す。変数はコンクリートの圧縮強度 f'_c と補強鉄筋の降伏強度 f_{sy} とし、 $f'_c = 23.6 \text{ N/mm}^2$, $f_{sy} = 427 \text{ N/mm}^2$ であるNo.1の諸元に基づき、 f'_c は35.0, 50.0 N/mm^2 と変化させ、 f_{sy} は0 (補強鉄筋を用いないケース), 190, 785, 1275 N/mm^2 と変化させた。圧縮破壊エネルギーは、 f'_c を用いて算出した²⁾。引張破壊エネルギーは、 f'_c および粗骨材の最大寸法から算出した³⁾。コンクリートの弾性係数 E_c は、鉄道構造物等設計標準・同解説³⁾より算出した。

図3に荷重変位関係およびNo.1を例とした実験終了後の損傷状況と解析から求まる最大荷重時のひび割れひずみ分布を示す。なお、ひび割れひずみは、引張強度に達した後に発生したひび割れひずみである。荷重変位関係が概ね一致し、損傷状況についても、ストッパー隅角部から前面に向けてせん断ひび割れが発生するなど、実験結果と解析結果が概ね一致する。そのため、本解析モデルを用いてせん断破壊メカニズムを再現可能であると考えられる。

3. ストッパー周辺の桁座のせん断耐力算定法

図4に、case3を例として、荷重の増加に伴う、ストッパー前面および後面に生じる水平反力分布の推移を示す。なお、水平反力は、インターフェース要素に生じる応力に面積を乗じて算出した。ストッパー前面の水平反力分布は、荷重の増加に伴い、フーチング上面から深部に向けて広がっている。これは、フーチング上面にせん断ひび割れが発生し、フーチング深部に損傷が進展するためであると考えられる。一方で、ストッパー後面の水平反力は下端に生じている。なお、他の解析ケースにおいても同様の結果となることを確認している。ここで、ストッパー前面および後面の水平反力分布から求まる各水平反力の合力 H_2 , H_3 と L_1 , L_2 を用いて、図5に示すように水平力をモデル化し、 H_1 の増減について検討する。なお、 H_1 は載荷荷重、 L_1 は荷重の載荷位置からストッパー下端までの距離、 L_2 は、ストッパー下端から H_2 の位置までの距離であり図に示すストッパー下端のモーメントの釣り合いから求まる。図6に、case2, case3, case8を対象に H_1 , H_2 , H_3 , L_2 と変位の関係を示す。対象とした全ての解析ケースにおいて、 L_2 は荷重の増加と共に減少する。また、 L_2 が、 L_1 の1/2であるストッパー下端から600mm付近に達すると、 H_1 が

表1 供試体諸元

No.	コンクリート		記号	補強鉄筋			ストッパー		
	圧縮強度	弾性係数		降伏強度	弾性係数	降伏ひずみ	降伏強度	弾性係数	降伏ひずみ
	f'_c	E_c		f_{sy}	E_s	ϵ_{sy}	f_{sy}	E_s	ϵ_{sy}
	N/mm^2	kN/mm^2		N/mm^2	kN/mm^2	μ	N/mm^2	kN/mm^2	μ
1	23.6 ^{※1}	27.5	SD390	427	187	2286	597 ^{※3}	201	2886
2	28.1 ^{※2}	21.9	KSS785	837 ^{※3}	185	4507	622 ^{※3}	206	3014

※1 粗骨材の最大寸法13mm ※2 粗骨材の最大寸法20mm ※3 0.2%オフセット値

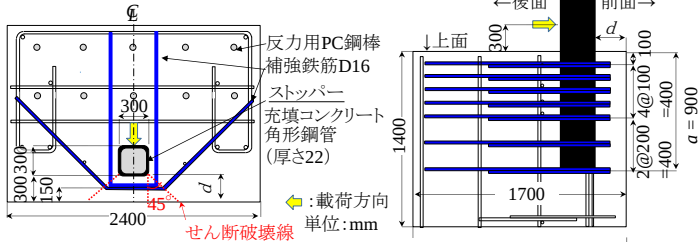


図1 供試体諸元および配筋図

表2 解析ケースおよび解析に用いた材料諸元

解析ケース	コンクリート				補強鉄筋	
	圧縮強度 f'_c	弾性係数 E_c	圧縮破壊エネルギー G_c	引張破壊エネルギー G_f	降伏強度 f_{sy}	断面積 A_s
	N/mm^2	kN/mm^2	N/mm	N/mm	N/mm^2	mm^2
case1~5	23.6	27.5	42.6	0.067	0, 190, 427 ^{※1} , 785, 1275	170
case6~10	35.0	29.5	51.9	0.077	0, 190, 427, 785, 1275	170
case11~15	50.0	33.0	62.0	0.087	0, 190, 427, 785, 1275	170
case16 ^{※2}	28.1	21.9	46.5	0.083	622	170

※1 No.1の諸元に基づく解析ケース ※2 No.2の諸元に基づく解析ケース
※3 設置角度を考慮した補強鉄筋1本当たりの断面積 $A_s = 198.6(2+2/2^{0.5})/4 = 170 \text{ mm}^2$

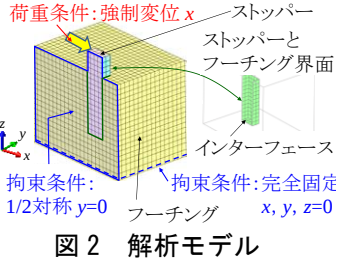


図2 解析モデル

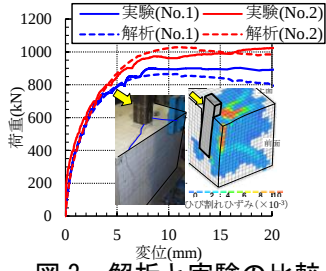


図3 解析と実験の比較

キーワード 鉄道橋梁, 鋼角ストッパー, 桁座, せん断耐力算定法, 補強鉄筋, コンクリートの圧縮強度

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 (公財) 鉄道総合技術研究所 Tel:042-573-7281

最大荷重に至る．ここで， L_2 が L_1 の 1/2 の位置に達したときの荷重を最大荷重と定義して図 6 中に示す．フーチング内部に生じる水平反力 H_2 ， H_3 は H_1 が最大荷重に至った後も増加するため， H_1 が最大荷重に至った原因はフーチング内部の破壊ではないと考えられる． H_1 ， H_2 ， H_3 の力の釣り合いを考えると，損傷がフーチング深部に進行し， H_2 の位置 L_2 が $L_1/2$ 点付近に移行することで， H_1 が最大荷重に至ったと考えられる．なお，上記以外の解析ケースにおいても，同様のメカニズムで最大荷重に至っていることを確認している．

図 7 に，各 f'_c における最大荷重時のストッパー前面の水平反力の合力 H_{2max} と $p_{sp} \cdot f_{sy}$ の関係を示す．なお， p_{sp} は $n \cdot A_s / a \cdot d$ で表す鉄筋比であり， n は図 1 に示すストッパーの埋込長さ a の範囲に配置する補強鉄筋の全ての本数（ここでは $n=28$ 本）， d はストッパーからフーチングまでの縁端距離である． H_{2max} は， f'_c ， $p_{sp} \cdot f_{sy}$ が大きいほど増加する．これは， f'_c が大きいほどコンクリートのせん断強度が増加してせん断ひび割れの発生およびフーチング深部への損傷の進展が遅れること，また $p_{sp} \cdot f_{sy}$ が大きいほど補強鉄筋がひび割れの開口を抑制することから， H_2 が $L_1/2$ 点へ移行しにくくなったためであると考えられる．一方で， $p_{sp} \cdot f_{sy}$ がある程度大きくなると H_{2max} の増加量は小さくなり，やがて上限に達する．図 8 に，最大荷重時の補強鉄筋の応力分布を示す．case3 ($f_{sy} = 427 \text{ N/mm}^2$) と case4 ($f_{sy} = 785 \text{ N/mm}^2$) を比較すると，応力分布は同等であり，case4 は補強鉄筋が降伏する前に最大荷重に至っている．これは，ある程度 $p_{sp} \cdot f_{sy}$ を増加させると，補強鉄筋が降伏する前に， H_2 が $L_1/2$ 点へ移行して H_{2max} が上限に達するためであると考えられる．図 7 に，併せて，case3，case9，case14 において最大荷重時に補強鉄筋が負担する水平力 H_s を示す．なお， H_s は，ストッパー前面に生じるせん断破壊面を解析のコンクリートのひび割れひずみから想定して，コンクリートのひび割れひずみが最大となる位置において交差する各補強鉄筋の応力から算定した． H_s/H_{2max} は case3 では 0.78，case9 では 0.81，case14 では 0.72 であり， H_s を算定できれば， H_{2max} の 70～80% を評価できると考えられる．

図 9 に，図 7 の縦軸・横軸を $\sqrt{f'_c}$ で除した $H_{2max}/\sqrt{f'_c}$ と $p_{sp} \cdot f_{sy}/\sqrt{f'_c}$ の関係を示す． $p_{sp} \cdot f_{sy}/\sqrt{f'_c}$ が 2 以上で H_{2max} が一定となることから， $p_{sp} \cdot f_{sy}/\sqrt{f'_c} < 2$ とすると，補強鉄筋が受け持つ水平力の算定式は $H_s = n \cdot A_s \cdot f_{sy} < 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot a \cdot d$ となる．

4. まとめ

鋼角ストッパー周辺の桁座において，ストッパー前面にせん断ひび割れが生じると，補強鉄筋が荷重を受け持つとともにせん断ひび割れがフーチング深部に進展し，最大荷重に至る．そのため，最大荷重は， f'_c ， $p_{sp} \cdot f_{sy}$ が大きいほど増加する．一方で，ある程度 $p_{sp} \cdot f_{sy}$ が大きくなると，補強鉄筋が降伏する前に損傷が進展し，補強鉄筋が受け持つ水平力は上限に至る．この上限を考慮すると，補強鉄筋が受け持つ水平力の算定式は， $H_s = n \cdot A_s \cdot f_{sy} < 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot a \cdot d$ となる．なお，本検討は f_{sy} と f'_c のみを変数としており，ストッパーの剛性や a ， d など断面諸元が耐力に及ぼす影響については，今後検討を行う予定である．

【参考文献】1) (公社) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編，(公社) 土木学会，2012 2) Hikaru NAKAMURA：Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 2001, 3) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物，平成 16 年 4 月

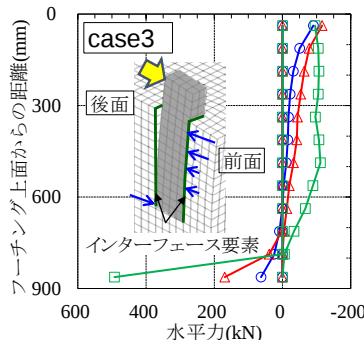


図4 水平反力分布の推移

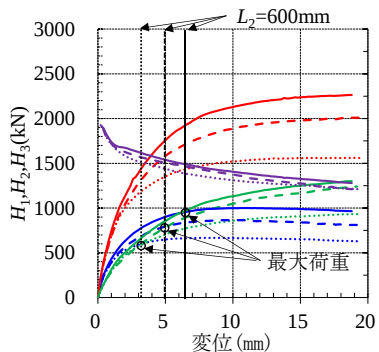


図6 H_1, H_2, H_3, L_2 —変位関係

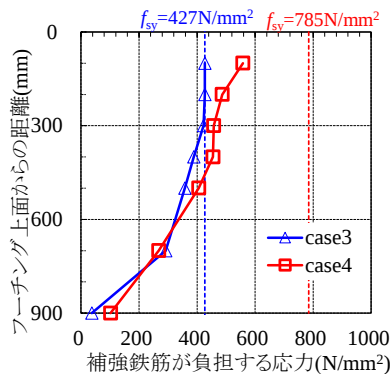


図8 補強鉄筋が負担する応力

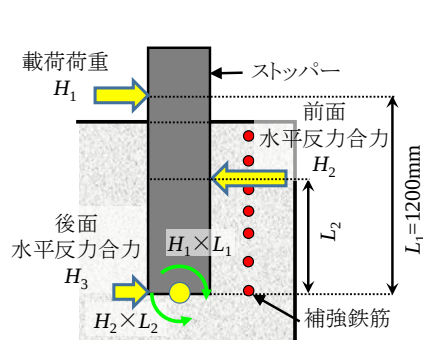


図5 水平力モデル

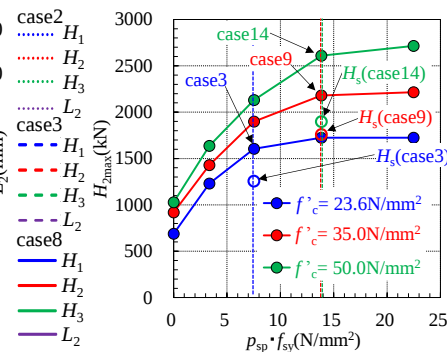


図7 H_{2max} — $p_{sp} \cdot f_{sy}$

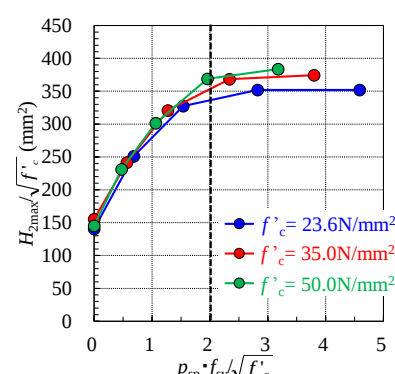


図9 $H_{2max}/\sqrt{f'_c}$ — $p_{sp} \cdot f_{sy}/\sqrt{f'_c}$