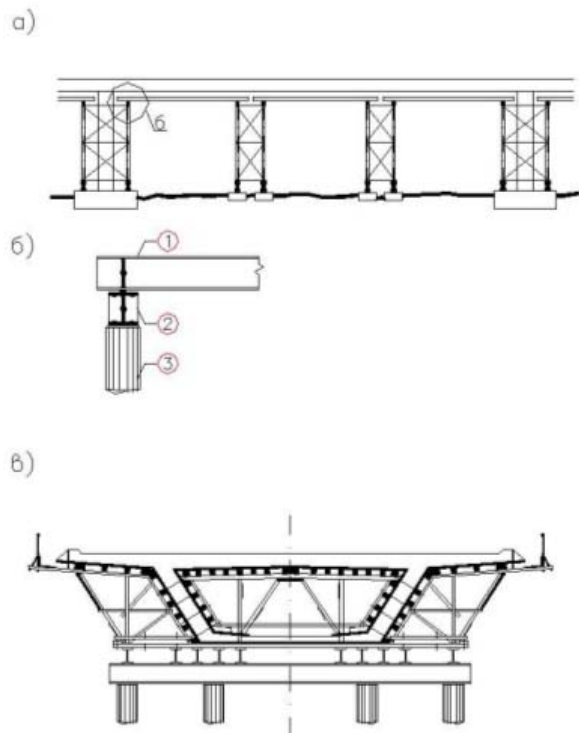


9. СИСТЕМИ ЗА ИЗГРАЖДАНЕ НА ВРЪХНИ КОНСТРУКЦИИ НА ГРЕДОВИ И РАМКОВИ МОСТОВЕ

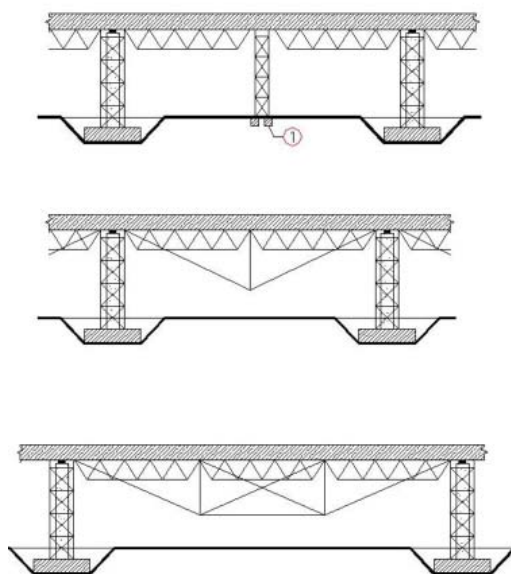
9.1. Изграждане на монолитни конструкции на стационарни скелета

В миналото за кофражи и скелета на стоманобетонни мостове са използвали дърво – предимно бичени греди, талпи и дъски, а за вертикалните елементи – фасонирани или обли греди. След свалянето на кофража голяма част от дървения материал е бил негоден за следваща употреба. Сега за скелета се използват предимно стоманени елементи и по изключение дървени. На фиг. 9.1 е показано скеле от стоманени I- греди, подпрени на обли греди.

Съвременната тенденция е да се прилагат такива елементи, които лесно се монтират и многократно се употребяват. За кофражи у нас се ползва предимно водоустойчив шперплат, укрепен с дървени греди или стоманени профили. В чужбина се произвеждат хоризонтални елементи за скелета, които се състоят от отделни модули, които се наставят и се оформят ферми с различни дължини (фиг. 9.2). При по-големи отвори фермите допълнително се усилват с въжена, оформени по полигон.



Фиг. 9.1. Скеле от стоманени I-греди и дървени подпори; а) надлъжен разрез; б) детайл Б; в) напречен разрез (1) надлъжна греда; (2) напречна I-греда; (3) обла дървена подпора



Фиг. 9.2. Скелета от стоманени ферми и кули (1) кавалет (фундамент на скеле)

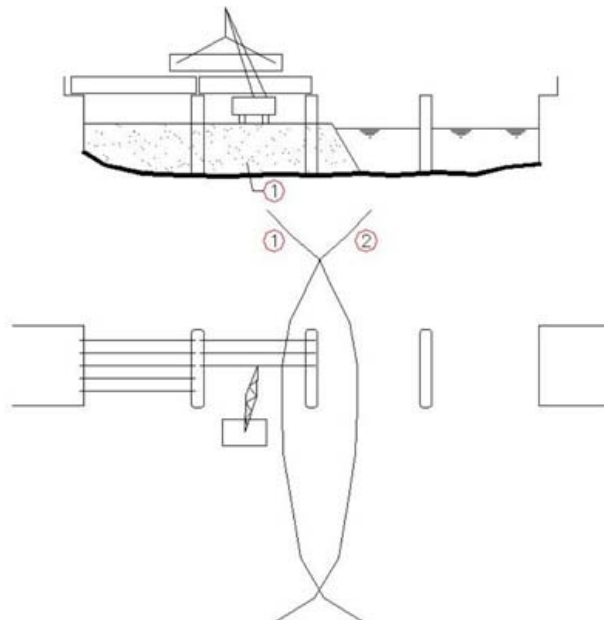
Вертикалните елементи най-често са стандартни от стомана, които след сглобяването им се оформят като кули с различни височини. Такова съоръжение е например произвежданото у нас *тежко подпорно скеле* с носимоспособност 250 kN. Кулите му са с осигурена пространствена устойчивост и те са подпират на монолитни или сглобяеми фундаменти (наричани *кавалети*) или на дървена скара.

9.2. Монтаж на сглобяеми конструкции

9.2.1. Монтаж с авто- и багер-кранове

Голяма част от връхните конструкции на мостовете, построени през последните десетилетия са сглобяеми. При надлези и естакади обикновено теренът е равен, а височината на мостовете позволява ползването на авто- и багер кранове.

Този начин на монтаж е прилаган и при много мостове над реки. Леките в България са с твърде непостоянен воден режим. Това позволява част от речното корито да бъде засипано и елементите на връхната конструкция да се монтират от терена (фиг. 9.3). Поетапното отбиване на реката е благоприятно за изпълнението на фундаментите и опорите.



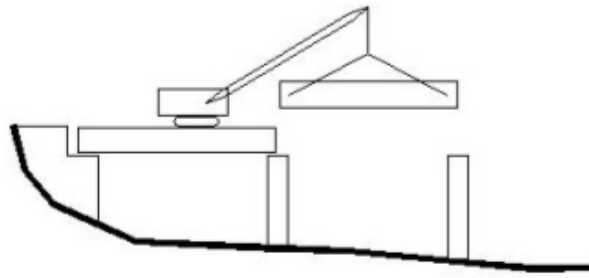
**Фиг. 9.3. Монтиране на главни греди на мост над река;
(1) насип за монтаж – I етап; (2) насип за монтаж – II етап**

Друга възможност е монтажът да се извършва от готовите отвори (фиг. 9.4). За целта е необходимо:

- отворите, в които се разполага кранът, трябва да бъдат със замонолитени конструкции;
- връхната конструкция следва да се провери за натоварването от кран в работно състояние, при което е възможно да се получат по-големи усилия, отколкото от подвижните състави в експлоатация.

Монтажът от готовата конструкция се извършва с по-полегата стрела на крана, отколкото ако той е застанал отдолу. Съответно товароподемността му е по-малка. Поради изтъкнатите обстоятелства такъв монтаж се извършва рядко.

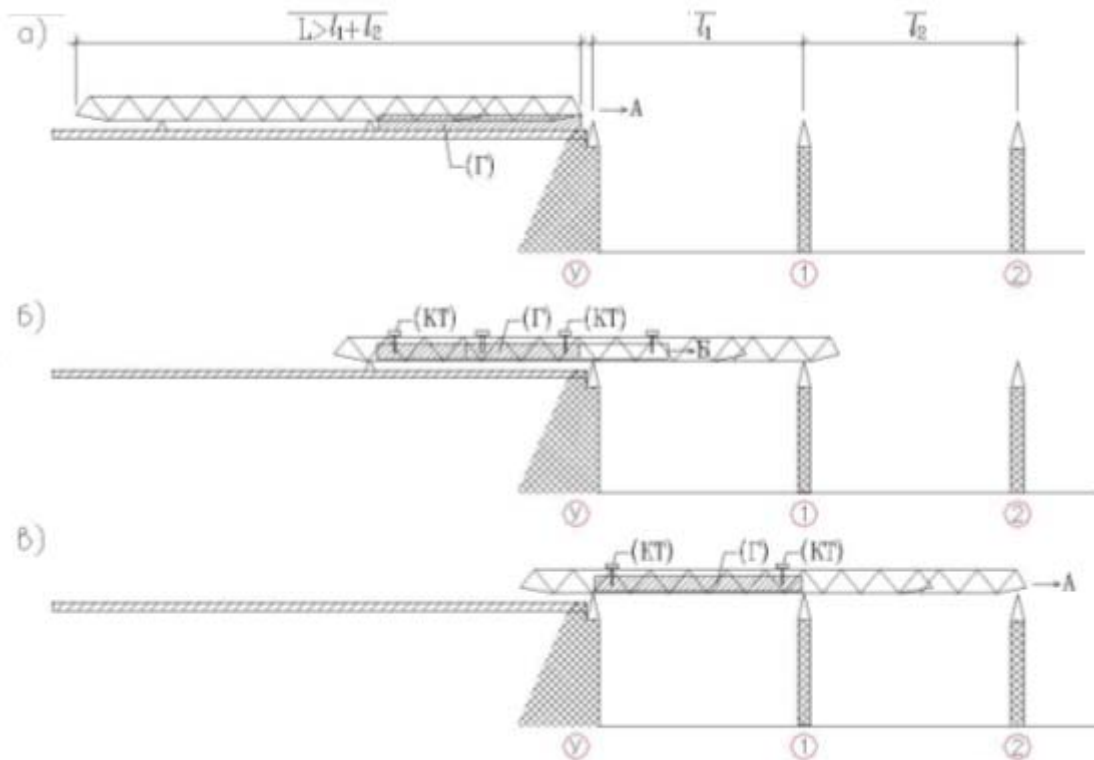
При надлези над ж.п. линии, монтажът на елементите може да се извършва с кранове на ж.п. ход.



Фиг. 9.4. Монтаж от завършен отвор на моста

9.2.2. Монтаж с кран-ферма

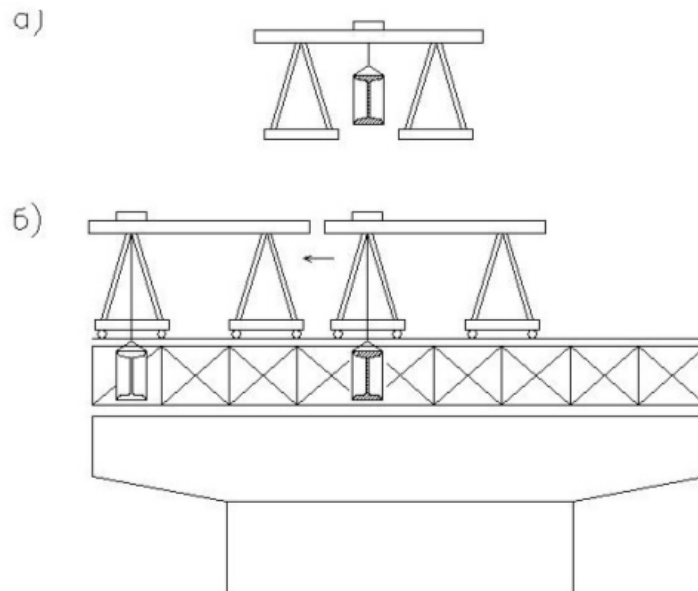
У нас елементите на сглобяемите гредови виадукти са монтирани с така наречените кран-ферми (фиг. 9.5 – 9.7).



Фиг. 9.5. Движения в надлъжно направление на монтажната кран ферма:
а) преместване на фермата към стълб (1), при неподвижно положение на монтираната греда спрямо устоя; б) преместване на греда (Г) в първия отвор, при неподвижно положение на фермата; КТ – количка за надлъжно придвижване с телфер; в) преместване на фермата към стълб (2), при неподвижно положение на монтираната греда спрямо устоя

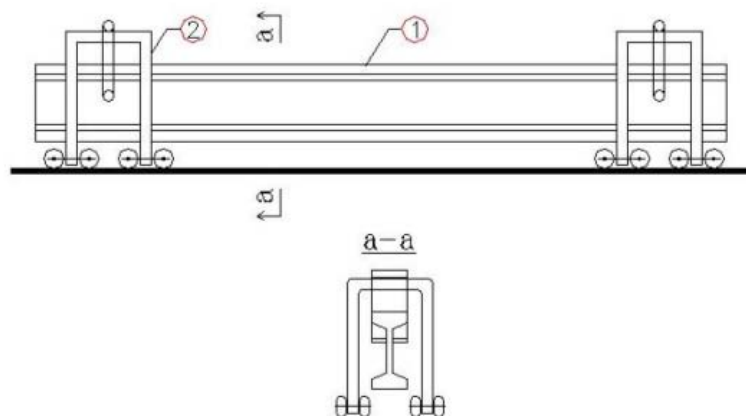
Кран-фермата се състои от стоманена прътова конструкция и механична част за хоризонтално придвижване и повдигане. С оглед да не се преобърне, фермата трябва да е с дължина по-голяма от тази на два отвора на моста. Греда в първия отвор се монтира в следната последователност: кран-фермата се придвижва в надлъжна посока, докато

единият ѝ край стъпи на първия стълб, а другите две опори са при устоя и в задния ѝ край (фиг. 9.5 а). При това гредата остава неподвижна спрямо устоя. След това, при неподвижна ферма гредата се придвижва в първия отвор (фиг. 9.5 б). Фермата се състои от две прътови конструкции, а монтираните греди са окачени между тях на телферната греда (фиг. 9.6 а). За монтиране на греди във втория отвор гредата виси в отвор и е неподвижна спрямо опорите на моста, а фермата се придвижва до подпирането ѝ на стълб (2). Следва надлъжно преместване на гредата при неподвижна ферма.



Фиг. 9.6. Напречни разрези на кран-ферма с греда при придвижването ѝ в:
а) надлъжно направление; б) напречно направление

За да могат да бъдат установени гредите на местата си, кран-фермата се премества напречно с ръчна лебедка. За целта се ползват напречни релсови пътища, монтирани върху стоманена конструкция, разположена на всяка опора на моста. Поради това между челата на гредите от два съседни отвора трябва да има разстояние 1,5 m. Крайните главни греди се монтират по следния начин. Надлъжно се премества в съответния отвор монтирана греда и се отпуска на временно положение върху опорите на моста. После гредата се окачва под едната от прътовите конструкции на фермата и тя се придвижва напречно направление до проектното положение на гредата, виж. фиг. 9.6 б).



Фиг. 9.7. Транспорт на монтажна греда (1) с портални кранове (2)

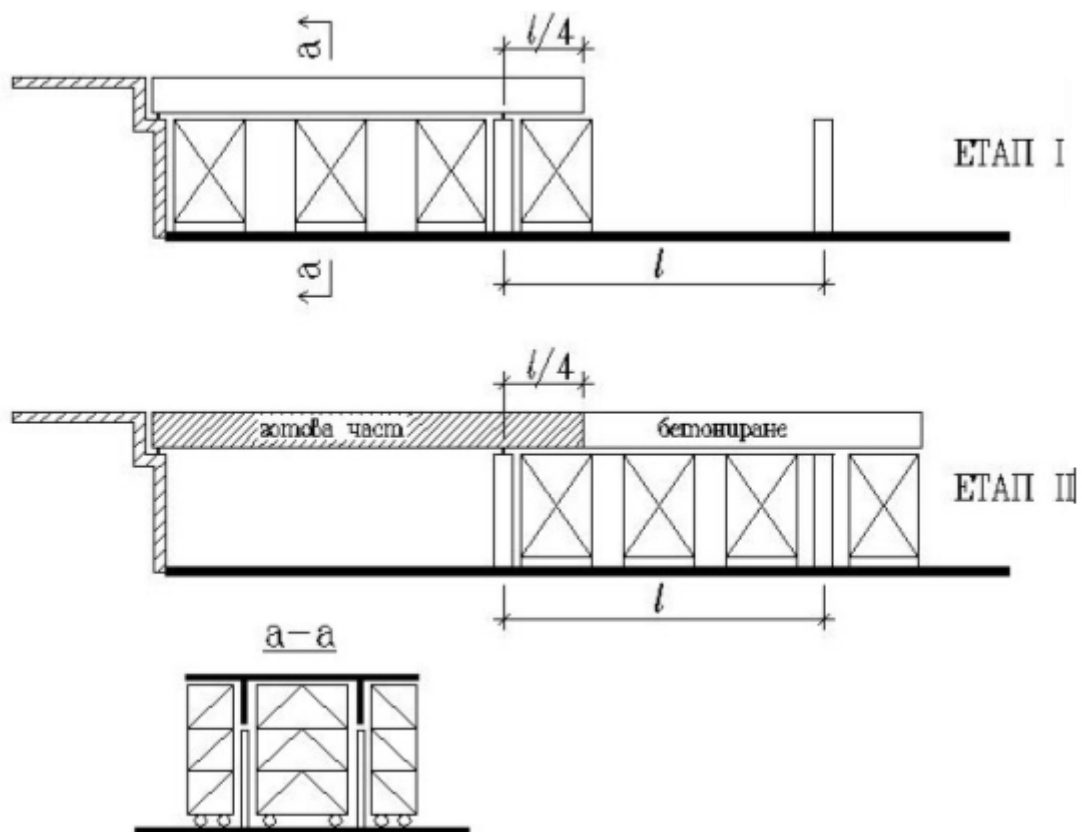
В нашата практика първоначално се ползваха кран-ферми “Сичет” и “Аспем”, произведени в Италия и с възможности за монтаж на греди с маса до 120 t и дължина до 40 m. В последствие у нас бяха произведени металните конструкции на кран-ферми с приблизително същите параметри. За виадуктите “Бебреш” и “Коренишки дол” в България бе проектирана ферма за монтаж на греди с маса до 220 t и дължина до 60 m. Металните ѝ конструкции бяха произведени у нас, а механичната ѝ част е италианска.

При монтаж с кран-ферма елементите се произвеждат зад устоя. Придвижването на гредите по площадката може да бъде осъществено с кран-фермата. По рационално е тя да се ползва по предназначението си, а гредите по площадката да се транспортират с друго средство, като показаните на фиг. 9.7 карелони (портални кранове на пневматичен ход).

9.3. Потворно изграждане

9.3.1. Поотворно бетониране на скелета, подпирени на терена

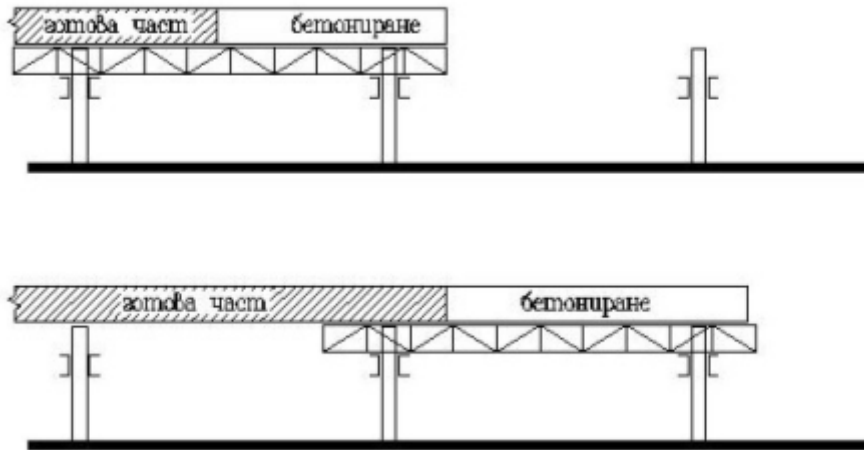
Поотворното бетониране е система за изграждане на непрекъснати греди на части с дължина приблизително равна на един отвор (фиг. 9.8 и 9.9). Снаждането обикновено се извършва в местата, където моменти са почти нулеви, т.е. приблизително в четвъртината на отвора.



Фиг. 9.8. Поотворно бетониране на скеле, подпряно на терена

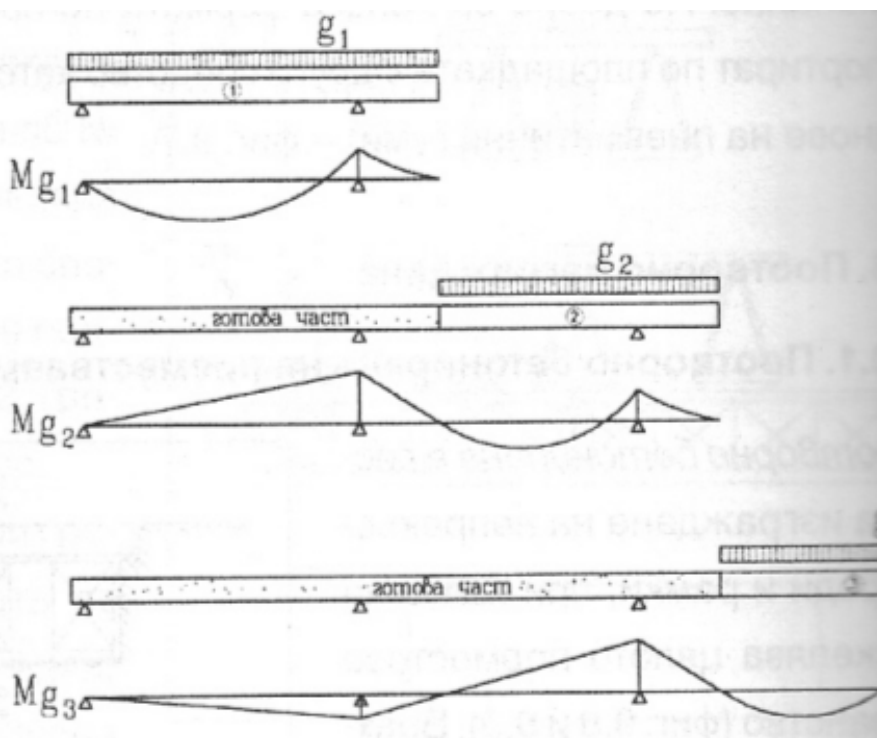
При показания на фиг. 9.8. пример се ползва скеле, подпряно на терена. В първия етап се изгражда крайния отвор и една четвърт от следващия. След набирането на

достатъчна якост се навяга готовата част. Следва преместване на кофража и скелето в съседния отвор. Преди заскеляването на третия отвор се извършва свързването на първите две части посредством предварително навягане. Недостатък на този начин на изграждане е, че е необходимо доста време за монтиране и демонтиране на скелето в отделните отвори, както и голямото количество фундаменти (кавалети) за скелето.



Фиг. 9.9. Поотворно бетониране на скеле подпряно на стълбовете

По рационално е ползването на подвижни скелета, подпирани на стълбовете (фиг. 9.9). Такива съоръжения са снабдени с механични средства за сравнително лесно и бързо придвижване на скелето от един отвор в друг и нагаждането му към особености на конструкцията (вертикални и/или хоризонтални криви, надлъжни и напречни наклони). С оглед на удобство при преместване на скелето, удачно за случая е плочогредово сечение на връхната конструкция без напречни греди.

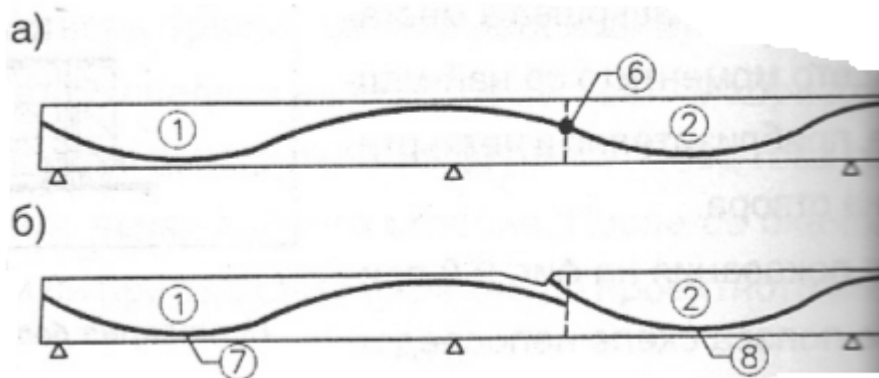


Фиг. 9.10. Моменти от собствено тегло в отделните етапи на изграждане

Поотворно бетонираните конструкции имат различни изчислителни схеми в отделните етапи на изграждане (фиг. 9.10). Усилията от собствено тегло и от предварително налягане в завършената конструкция се получават от суперпониране на усилията, съответни на отделните етапи на изграждане (напр. чрез събиране на моментните диаграми от фиг. 9.10).

В работните фуги трябва да се осигури за всички състояния (строителни и експлоатационни) декомпресия, т.е. липса на опънни напрежения. Напрягащата армировка може да се наставя във фугите чрез снаждащи приспособления (фиг. 9.11 а). Друга възможност е част от кабелите да бъдат закотвени в частта, бетонирана в предишния етап (фиг. 9.11 б).

Поотворното бетониране на инвентарни преместваеми скелета засега не е намерило приложение в нашата практика.

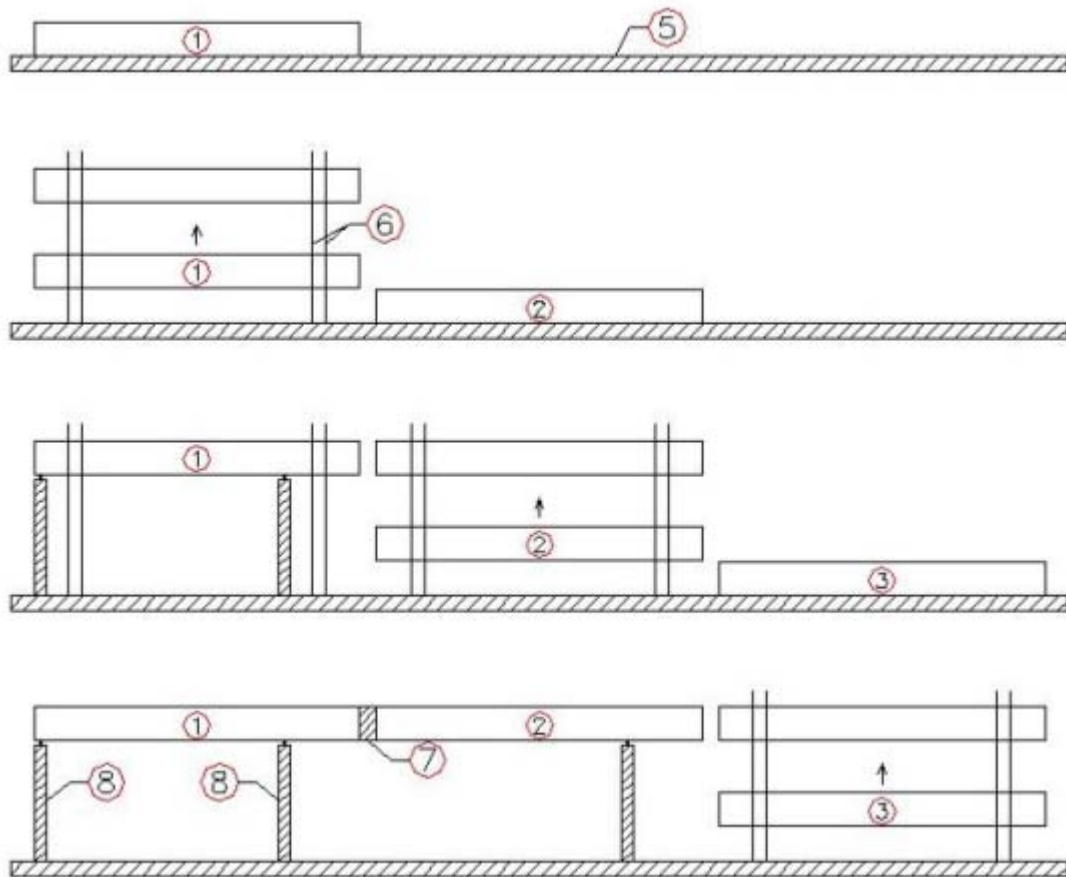


Фиг. 9.11. Конструирание на напрягащата армировка чрез: а) снаждане в работните фуги б) закотвяне в излятата преди част; (1), (2) - етапи на бетониране; (6) - снаждащо приспособление; (7) - кабели, налягани след бетонирането на част (1); (8) –кабели, налягани след бетонирането на част (2)

9.3.2. Поотворно изграждане с повдигане

В София са построени 4 моста по оригинална българска система за поотворно изграждане (фиг. 9.12). Частите на връхната конструкция се изливат на терена върху подравнена площадка с бетонна настилка. След като бетонът на единичната част (елемент) е достигнал необходимата якост се извършва предварително налягане. После готовата част се повдига чрез механизация, подобна на тази за системата *пакетно-повдигани плочи* (прилагана дълги години у нас при строеж на сгради). Опорите на повдигащата инсталация задържат елемента на кота, малко по-висока от проектната. След това се изпълняват монолитно стоманобетонните стълбове. Техните фундаменти, както и тези на повдигащата инсталация се изграждат преди бетонната настилка. Повдигнатият елемент се спуска, така че да легне на лагерите, разположени на постоянните опори. След това повдигащата инсталация се премества на друга част на моста. В следващите етапи се изпълняват по същия начин останалите елементи. Когато два съседни елемента са установени на проектното им ниво, те се свързват чрез изливане на замонолитващ блок, чиито кофраж е окачен на съседните готови части на конструкцията. Впоследствие се извършва предварително налягане за връзка между този блок и съседните елементи.

Недостатък на тази система е немалкото количество бетон за настилка и за фундаментите на опорите на повдигащите конструкции.



Фиг. 9.12. Поотворно бетониране с повдигане; (1), (2), (3) части от връхната конструкция; (5) бетонна настилка; (6) опори на повдигащата инсталация; (7) замонолитване; (8) постоянни опори (стълбове)

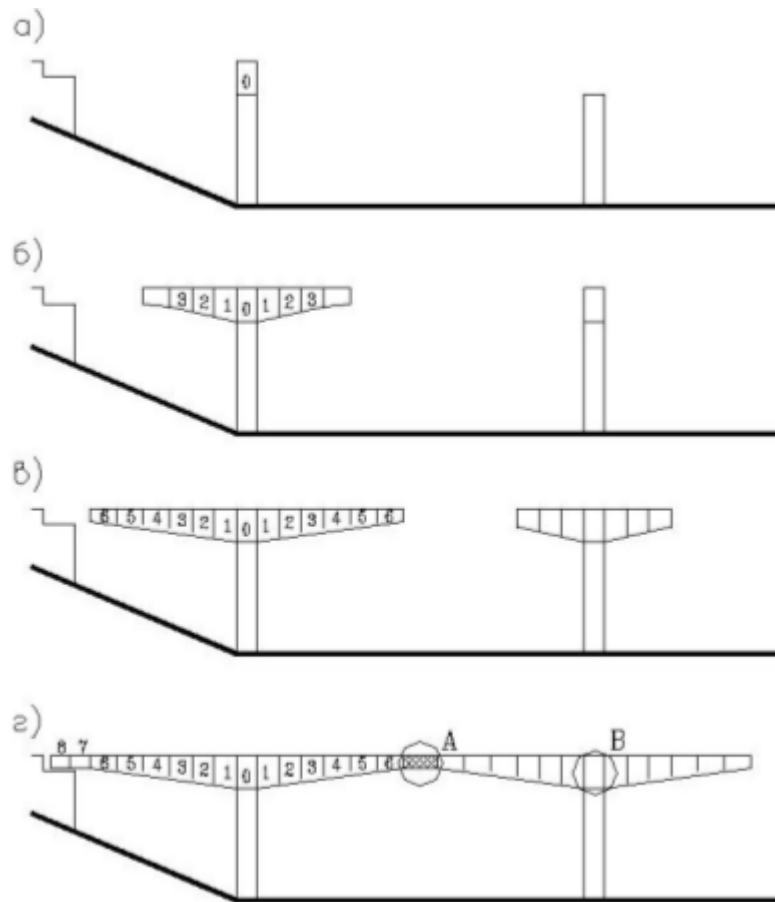
9.4. Конзолно изграждане

Конзолното изграждане (фиг. 9.13) се прилага в два варианта:

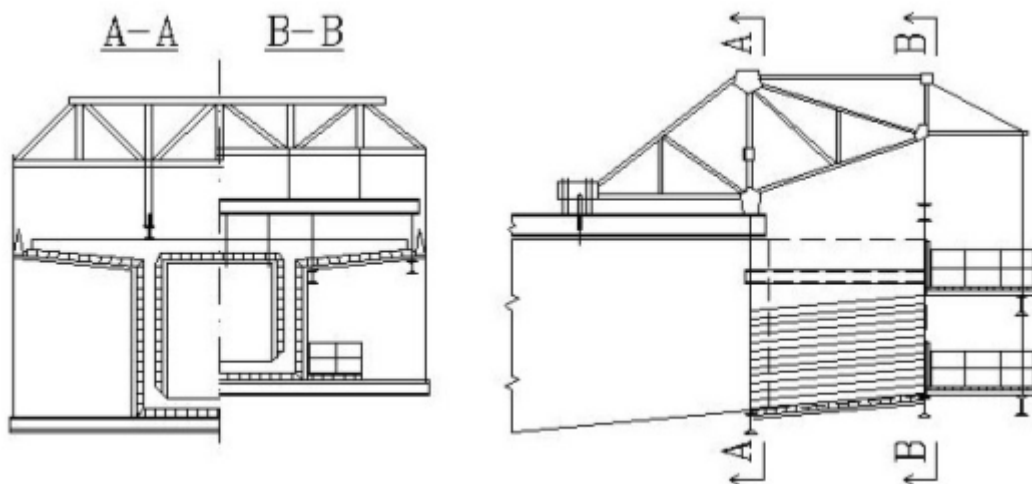
- монолитен (конзолно бетониране) – фиг. 9.14;
- сглобяем (конзолен монтаж) – фиг. 9.15.

Последователността на изпълнението на строителните работи при конзолното изграждане е следната: започва се със стълбовете и устоите на моста (фиг. 9.13 а). Като продължение на стълба се надгражда елемент “0” (“чукова глава”). От двете страни на стълба във всеки етап се добавя една двойка части, наричани *сегменти*. При конзолното бетониране сегментите представляват монолитно изливани блокове, а при конзолния монтаж – готови елементи. Всяка двойка сегменти (носеци еднакъв номер) се свързва помежду си и с изградената преди част чрез напрегаща армировка (фиг. 9.16). При симетрично изграждане на конструкцията се получават двустранни конзоли, наречени *птички*. Стълбовете и фундаментите при това са подложени на центричен натиск. В някои случаи конзолите, запънати в един стълб, са с различни дължини, при което трябва да се вземат подходящи мерки, напр. временни подпори, укрепване с наклонени въжета и др. Сегментите най-често са с дължини от 2 до 4 m. Напречното

сечение на връхната конструкция обикновено е кутиеобразно и може да бъде съставено от една или повече греди с кухни.



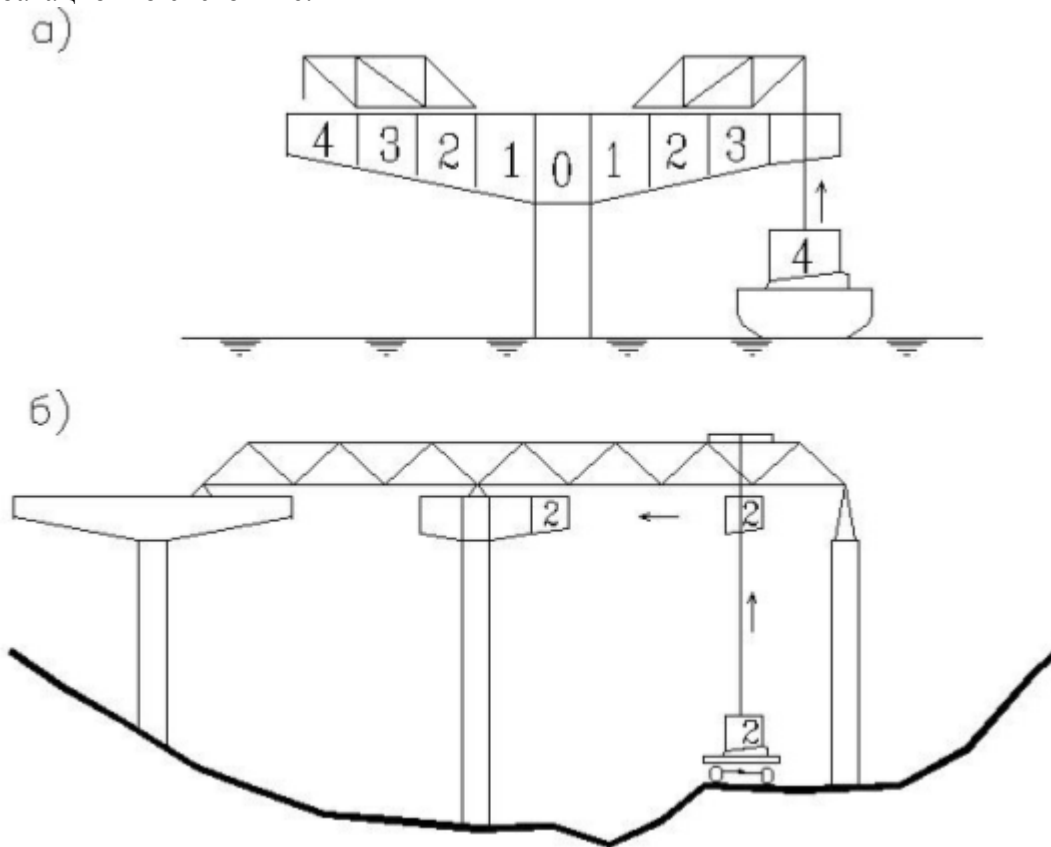
Фиг. 9.13. Принцип на конзолното изграждане



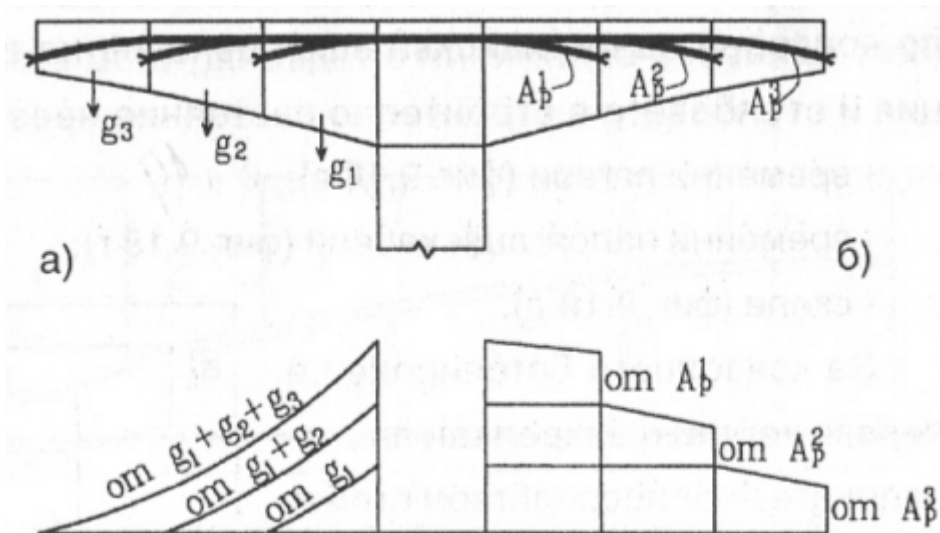
Фиг. 9.14. Конзолно бетониране (фрагмент)

Характерно за конзолното изграждане е постепенното нарастване на отрицателните моменти при увеличаване на дължините на конзолите (фиг. 9.16). Поетапното налягане на групи налягащи снопове, необходими за задържане на всяка

двойка сегменти благоприятства за поемане на усилията в строително и в експлоатационно състояние.



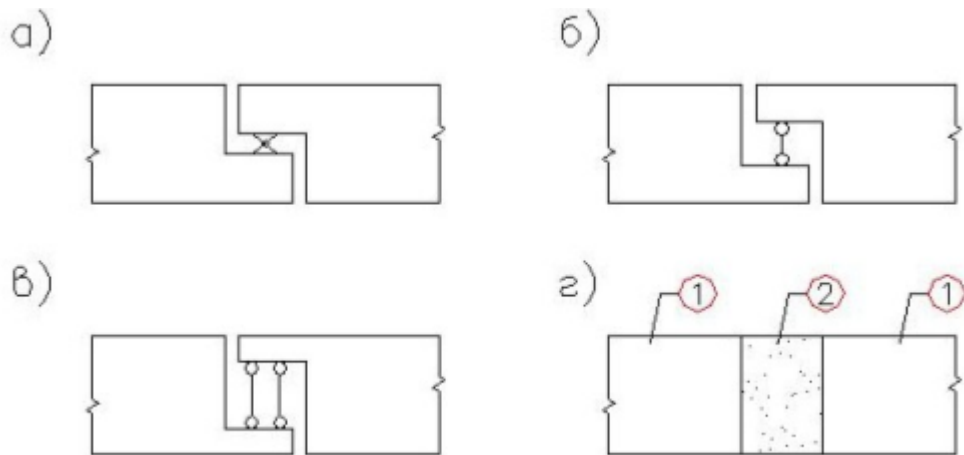
Фиг. 9.15. Конзолен монтаж: а) на мост над плавателен път б) на виадукт



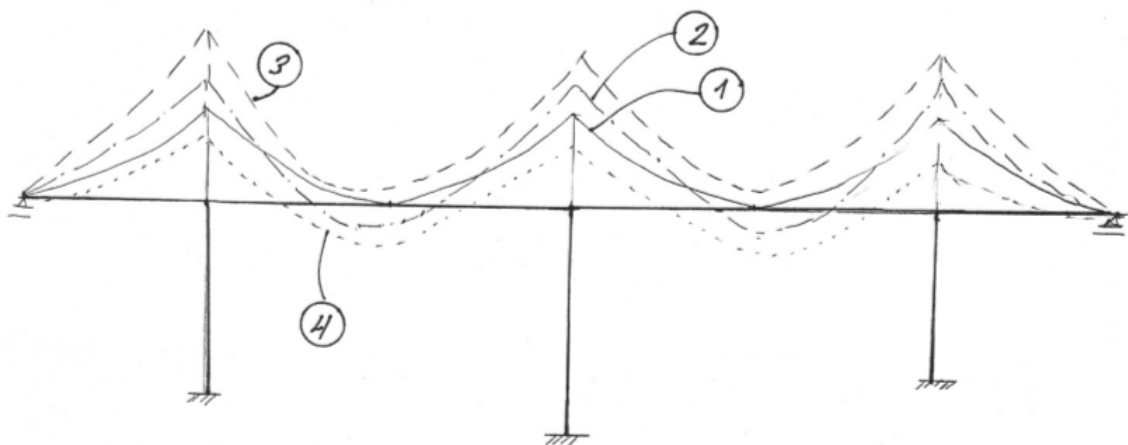
Фиг. 9.16. Напрягаща армировка и моменти в строително състояние:
а) от собствено тегло; б) от предварително напрягане

Съседните конзоли се свързват по начините, показани на фиг. 9.17. Ставната връзка с неподвижен или подвижен лагер (фиг. 9.17 а, б) се осъществява най-лесно. Неин недостатък е, че в конструкцията е създадено неблагоприятно напрегнато състояние, понеже в нея се появяват само отрицателни моменти. Освен това ставите са

причина за чупки в огъвателната линия. Наличието на N-апарат (фиг. 9.17 а) осигурява предаване на огъващи моменти от една конзола на съседната и дава възможност за хоризонтални премествания. При построените напоследък мостове обикновено се прилага коравото свързване (замонолитване) на съседните конзоли (фиг. 9.17 г). За да могат да бъдат поети положителните моменти в експлоатационно състояние (след свързването на конзолите), се ползва долна напрегаща армировка, разположена в предварително оставени канали



Фиг. 9.17. Начин на свързване на конструкцията – детайл “А” от фиг. 9.13 а) с неподвижен лагер; б) с подвижен лагер; в) с N-апарат; г) корава връзка (1) краен сегмент; (2) замонолитване



Фиг. 9.18. Моментови диаграми в конзолно изграждана конструкция от: (1) собствено тегло в строително състояние; (2) постоянни натоварвания в експлоатационно състояние; (3) постоянни и подвижни натоварвания в експлоатационно състояние – минимални стойности; (4) също – максимални стойности

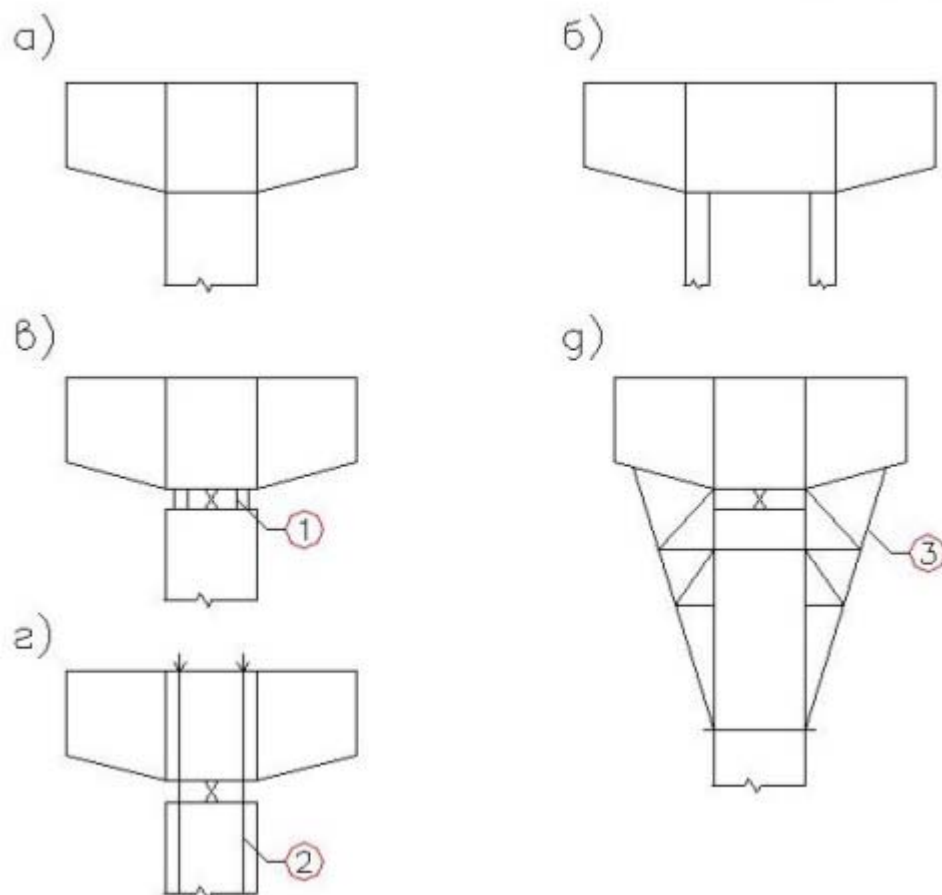
При уравновесения конзолен строеж в стълбовете неминуемо се явяват огъващи моменти в строително състояние, които се дължат на неизбежното изпреварване на бетонирането (или монтирането) на един от сегментите в двойката. Освен това стълбовете са подложени на хоризонтални въздействия (вятър, земетръс и др.) Поради това е абсолютно необходимо връзката между връхната конструкция и стълба в

строително състояние да бъде корава. При рамкови конструкции такава връзка е налице както в строително, така и в експлоатационно състояние (фиг. 9.19 а, б). Изграждането на непрекъснати греди по конзолен начин изисква закоравяване на връзката между връхната конструкция и стълбовете в строително състояние чрез:

- временни лагери (фиг. 9.19 в);
- временна напрегаща армировка (фиг. 9.19 г);
- скеле (9.19 д).

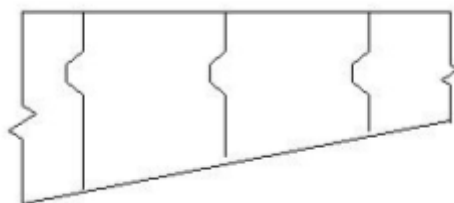
За конзолното бетониране се ползва кофраж, закрепван за изградената част посредством стоманена конструкция, наричана още инсталация за конзолно бетониране (фиг. 9.14). За изпълнението на следващия сегмент инсталацията с кофража се премества, след като бетонът е набрал необходимата якост и е извършено предварително напрегане на двойката бетонирани сегменти. За намаляване на времето на втвърдяване на бетона могат да се прилагат ускоряващи добавки, а също подгряване на бетона с пара или електрически ток.

Конзолното монтиране може да се осъществи чрез конзолни кранове, преместващи елементите предимно вертикално (фиг. 9.15 а). Такъв монтаж е възможен при мостове над реки или други водни площи и превозване на готовите елементи с плавателни съдове. При виадукти (фиг. 9.15 б) се ползват кран-ферми, служещи за вертикално повдигане и надлъжно преместване на сегментите.

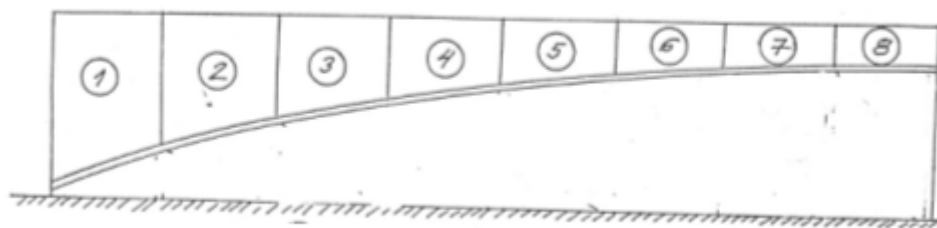


Фиг. 9.19. Връзки между стълб и връхна конструкция в строително състояние – детайл “В” от фиг. 9.13: а) корава връзка със стълба; б) корава връзка с двойка колони; в) с временни лагери (1); г) с временна напрегаща армировка (2); д) със скеле

Връзката между монтажните елементи най-често се извършва, като фугите между тях се намазват с епоксиден разтвор. За по-сигурно поемане на напречните сили челата на блоковете са назъбени (фиг. 9.20). За по-точното напасване на блоковете при монтажа им се прилага следната технология: На производствената площадка всичките елементи на една конзола се изливат в общ кофраж в същата последователност, в която впоследствие ще бъдат монтирани. Челото на завършения сегмент служи за кофраж на следващия (фиг. 9.21). По този начин фугите между блоковете могат да бъдат с минимална дебелина. Ползуването на епоксиден разтвор за уплътняването им позволява след едно денонощие да бъде извършено предварително напъгане и след това да се пристъпи към монтирането на следващата двойка сегменти.



Фиг. 9.20. Оформяне на фугите между монтажните сегменти



Фиг. 9.21. Производство на монтажни сегменти (1) – (8) върху стационарно дъно

Големите конзоли в строително състояние обуславят и съответни стойности на вертикалните премествания на краищата на конзолите, дължащи се на еластични и пластични деформации. Преместванията от собствено тегло (провисвания) са насочени надолу, а от предварително напъгане – нагоре. При отчитане на линейните и нелинейните деформационни свойства на стоманобетона могат да се получат премествания с положителни или отрицателни стойности. От съществено значение за гарантиране проектното ниво на горната повърхност на конструкцията е точното изчисляване и контролиране на деформираната ос по време на строителството. При това трябва да се имат предвид следните фактори:

а) Дори и при строг контрол на спазване на рецептите за бетона, трудно може да се постигне еднакъв модул на еластичност в отделните сегменти.

б) Нееднородността влияе в по-голяма степен на величините, характеризиращи съсъхването и пълзенето.

в) Скоростта на изграждане на отделните конзоли, както и времето до сключването им, са от съществено значение за величините на провисванията от реологичните процеси.

Несигурността при определянето на деформациите, и преди всичко на пластичните, е по-голяма при конзолното бетониране, където по необходимост бетонът се натоварва в ранна възраст. За постигането на необходимата точност при определянето на деформираната ос има специализирани компютърни програми, отчитащи промените във времето на характеристиките, обуславящи еластичните и

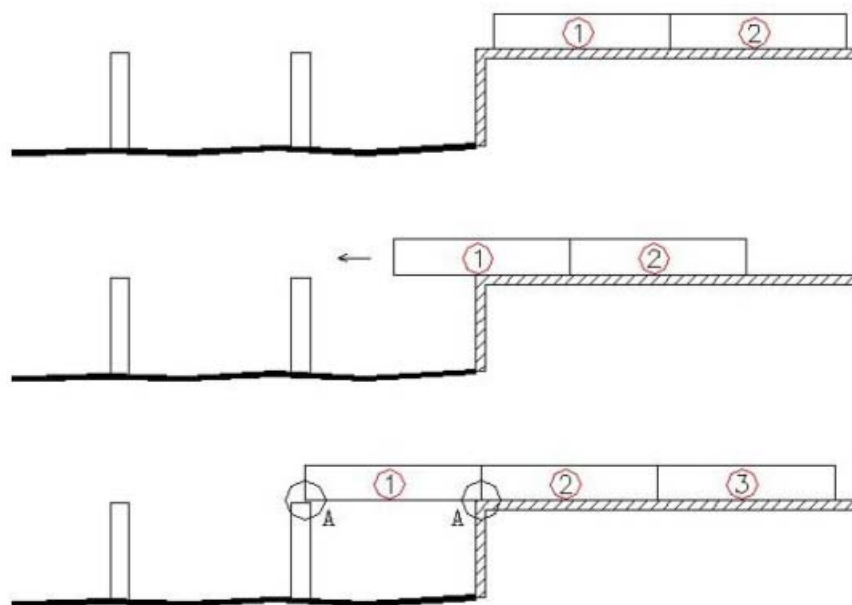
пластичните деформации. Едновременно с нарастването на конзолите, освен изчисления, се измерват и провисванията. При констатирани различия между изчисления и измерените стойности се вземат решения за мерки, чрез които да се минимизират отклоненията от проектната ос, напр. чрез напрегаща сила, различна от предварително приетата, вкл. чрез напрегане на допълнителни снопове в предварително предвидени резервни каналобразователи.

При конзолното бетониране съществуват трудности за установяването на кофража в положение, благоприятно за намаляване на отклоненията. При конзолното монтиране промяна в геометрията може да се постигне чрез клиновидни фуги, т.е. с оглед насочване на конзолата нагоре фугата трябва да бъде по-дебела отдолу, а за насочване надолу – обратно. Клиновидните фуги се постигат чрез нанасяне на различен брой пластове *стъкломат*, залепван на челата с епоксидно лепило.

По системата “конзолно бетониране” са изпълнени най-големите отвори на гредови и рамкови стоманобетонни мостове, виж глава 2. Трябва да се има предвид, че при големи отвори забавените (пластични) деформации са причина за увеличаване на провисванията и период от няколко години след въвеждане на моста в експлоатация. За отстраняването на този дефект при някои мостове след време се упражнява допълнително предварително напрегане, с цел отстраняване на недопустимите провисвания. Обикновено се прилага външно предварително напрегане, без сцепление с бетона, но с антикорозионна защита от грес или смазка. Такъв вид предварително напрегане позволява при необходимост донапрегане след времето, или замяна на корозирала напрегаща армировка.

9.5. Тактово изтласкване

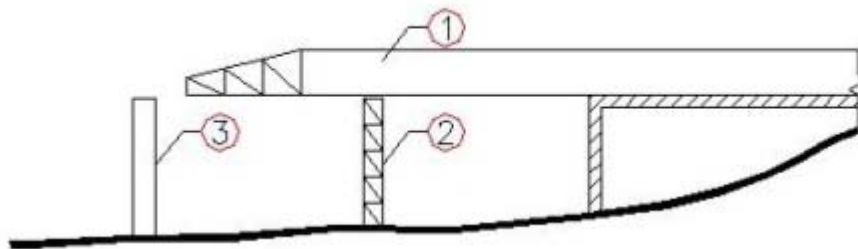
При системата тактово изтласкване строителната площадка е разположена зад единия устой (фиг. 9.22). На нея се бетонират последователно отделните части на конструкцията, които се свързват чрез предварително напрегане. Посредством система от устойства за повдигане и изтласкване, конструкцията се премества в хоризонтална посока, като покрива последователно отворите на моста.



Фиг. 9.22. Принцип на тактовото изтласкване

Изпълнението на отделните части се прекъсва по време на изтласкването. Дължината на готовата част от конструкцията, разположена зад устоя трябва да е достатъчна, за осигуряване на конструкцията срещу преобръщане, т.е. тя трябва да бъде по-дълга от първия отвор на моста.

Съществен недостатък на тази система е наличието на големи моменти, при дължина на конзолата равна на отвора, или непосредствено преди стъпването на конструкцията на стълба. Тези моменти могат да бъдат намалени чрез стоманена конструкция, наречена *аванбек* (фиг. 9.23), която е със значително по-малко тегло отколкото на стоманобетонна конструкция със същата дължина. Поставянето на временни опори намалява изчислителните отвари в строително състояние, което също се оказва в много случаи рационално.



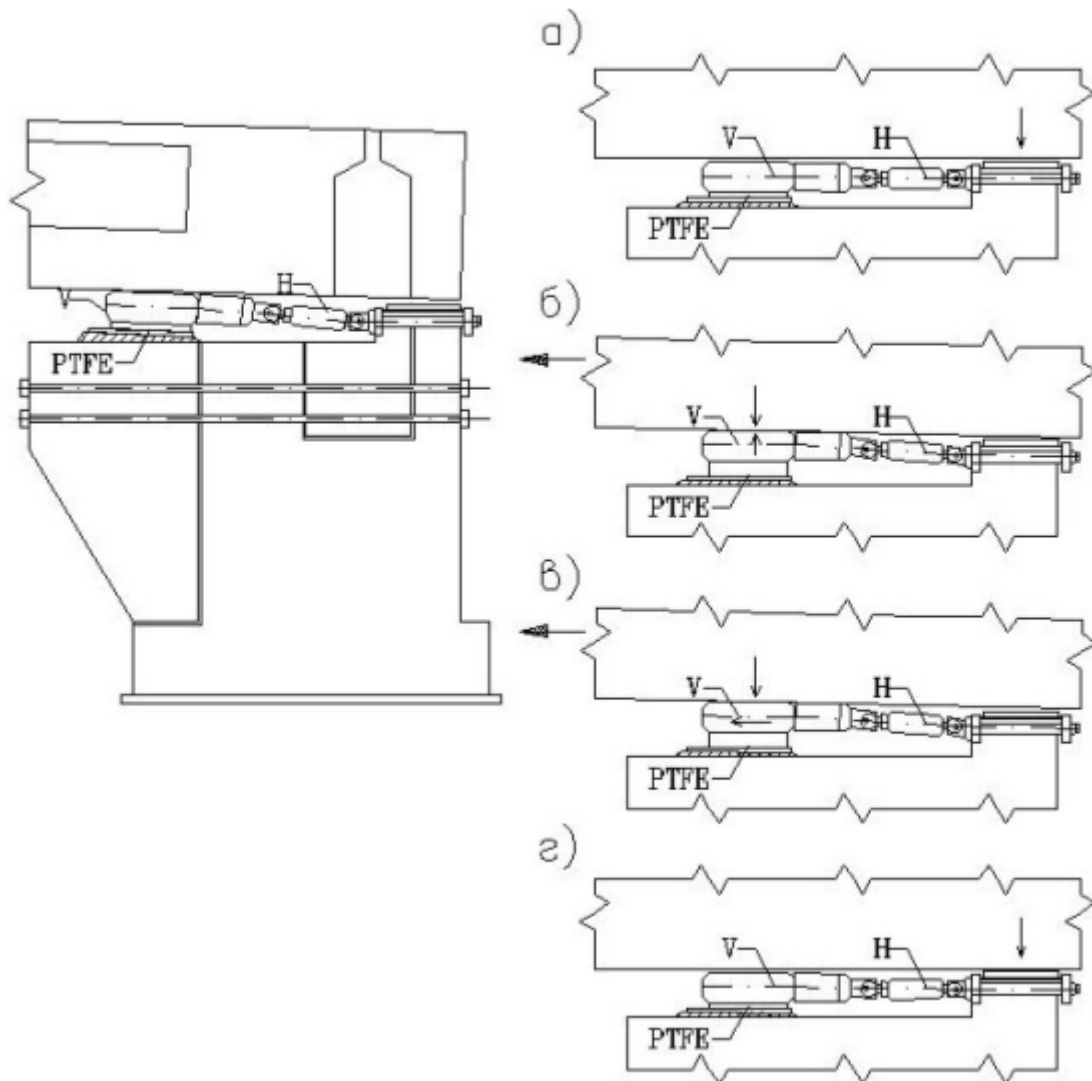
Фиг. 9.23. Използване на помощни съоръжения при тактово изтласкване:
(1) аванбек; (2) временна опора; (3) постоянна опора (стълб)

Въпреки споменатите мерки, не може да бъде елиминиран основния недостатък на тази строителна система. Всяко сечение при изтласкването преминава от средата на полето до опората, при което моментите в него се променят както по стойност така и по знак. Поради това в строително състояние е целесъобразно да се осигури във всички сечения напрегаща сила с почти нулев ексцентрицитет. В експлоатационно състояние системата е непрекъснатата греда, при което очертанието на напрегащата армировка трябва да следва приблизително формата на моментовата диаграма. Тези противоречиви изисквания за напрегащата армировка могат да бъдат удовлетворени по един от следните начини:

а) За строително състояние се предвижда временна напрегаща армировка, разположена центрично и вън от сечението (без сцепление с бетона). При установяване на конструкцията на окончателното ѝ място последователно се напругат сноповете за експлоатационно състояние, като едновременно с това поетапно се отпускат и отстранява временната напрегаща армировка.

б) Преди изтласкването се напругат част от напрегащата армировка, необходима за експлоатационно състояние. Наред с това чрез временни снопове, имащи необходимия ексцентрицитет се постига центрично предварително напрегане, т.е. резултатата от силата от постоянните и временните снопове трябва да бъде приблизително в центъра на тежестта на сечението.

Технологичните съоръжения, необходими за тази система са: хидравлични крикове за повдигане и хоризонтално преместване, фиг. 9.24. За да има най-малко триене се използват подвижни лагери с хлъзгачи повърхности поли-тетра-флуор етилен, съкратено PTFE и неръждаема стомана. Коефициентът на триене между тези две повърхности е много малък, около 0,02-0,05, което гарантира възможно най-малка изтласкваща сила. Лагери с такива хлъзгачи повърхности се използват и като постоянни опорни устройства на мостове, вж. т. 10.6.



Фиг. 9.24. Действие на механизмите за тактово изтласкване:
V – преса за повдигане и спускане; **H** – преса за хоризонтално изтласкване;
PTFE – хлъзгащи повърхности с малко триене
а) връщане на пресата **H** в изходно положение; **б)** повдигане с преса **V**;
в) активиране на пресата **H** и преместване по хлъзгащите повърхности;
г) отпускане на преса **V**.